

# 水利计算与 水库调度

武鹏林 霍德敏 编著  
马存信 晋 华



地震出版社



数据加载失败，请稍后重试！

# 水利计算与水库调度

武鹏林 霍德敏 马存信 晋 华 编著

地震出版社

2000

图书在版编目(CIP)数据

水利计算与水库调度/武鹏林等编著. —北京:地震出版社,2000.5  
ISBN 7-5028-1760-3

I. 水… II. 武… III. ①水利计算②水库调度 IV. ①TV214 ②TV697.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2000)第 26159

水利计算与水库调度

武鹏林 霍德敏 马存信 晋 华 编著

责任编辑 张友联

责任校对 庞娅萍

★

地震出版社 出版

北京民族学院南路9号

北京朝阳东华印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售

★

787×1092 1/16 17.75印张 455千字

2000年5月第一版 2000年5月第一次印刷

印数 0001—2500

ISBN 7-5028-1760-3/TV·2

(2291) 定价:26.80元



## 序

水利是农业的命脉,也是一个国家经济与社会发展的重要基础产业。我国是水资源十分短缺的国家,人均水资源占有量不到世界人均占有量的四分之一,而且分布很不均匀。因此,水资源的开发利用与保护在实施科教兴国和可持续发展战略中具有特别重要的地位。我国劳动人民在水资源的利用和水利建设方面有着悠久的历史,积累了极其丰富的宝贵经验。4000 多年前的禹治水传说广为今人所称颂,战国时期的都江堰工程至今仍在川西平原发挥着巨大的效益。当今,随着科学技术的进步,人们对自然界水的循环过程和水的流动规律的认识不断深化,在水资源的综合利用及调节控制等工程技术领域取得了许多重要成就,大大推动了水利事业的发展。

水利计算作为一门应用学科,它的出现和发展与水利工程尤其是水库工程的开发利用是分不开的。其主要内容是根据国民经济的发展,遵照水资源本身及其在开发利用中的实际要求,确定水利水电工程的合理开发方式、开发规模和可以获得效益。

水库调度的任务主要是,按照国家的方针政策和有关规定,在水库原规划设计的基础上,根据工程的实际运用状况、水文气象特性和国民经济各部门对水库的要求,选定水库的各种特征水位和径流调节方式,恰当地安排蓄泄关系,力争在防洪、灌溉、发电、水运、渔业、工业与民用供水等各方面发挥水库最大的综合利用效益。

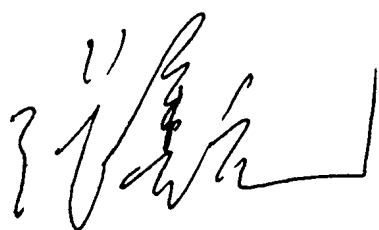
《水利计算与水库调度》这部专著将以上两方面的内容有机地结合起来,体现了学科的延续性与完整性。该书的主要特点是传统理论与现代研究方法相结合,在介绍水资源综合利用的基础上,系统地论述了水库兴利调节计算、水电站水能计算、水库调洪计算、水利工程经济计算与评价;水库兴利调度、防洪调度、库群调度及水库优化调度的基本理论与计算方法,书中列举了一定数量的生产实例,给出了许多图表,不少内容反映了作者多年来研究成果。

本书在叙述上深入浅出,概念清晰,注重理论结合实际,照顾了不同层次和专

业的读者;每一章后均附有小结及习题,增加了它的可读性和适用性。

该书内容丰富,注重实用,结构新颖,别具风格,表现出作者对水利事业的高度热忱和严谨治学的科学态度,它的问世将对水利学科的数学和科学研究以及工程应用起到一定的积极推动作用,希望能受到学术界和工程界广大读者的欢迎。

在本专著出版之际愿为其作序,表示衷心的祝贺!



教授、博士生导师

国家级有突出贡献的中青年专家

山西省优秀专家

中国力学学会理事、山西省力学学会理事长

中国高等工程教育研究会理事

1999.12

## 前 言

为适应目前水利工程规划设计及运行管理的需要,编者在积累了多年教学、科研及生产成果的基础上,征求有关师生及科研技术人员的意见和吸取其他有关文献的经验,经过调整、充实、提高而完成了本书的编写工作。

与其他相近著作相比较,本书具有如下特点:

1. 在编写过程中,力求做到重点突出,层次分明,深入浅出,理论与实际相结合,列举了适当数量的实例,使本书通俗易懂。这样避免了由于简单地强调理论而忽略了读者的认识过程,有效地克服了读者学习时的困难。

2. 在讲义与科研报告的基础上,适当充实了本书内容,突出了解决当前水库运行管理阶段的问题,增加了近年来有关水库调度的新内容,以推动其进一步成熟与发展。如选用本书作教材,教师可根据自己的观点,结合教学大纲,对文中内容作取舍而不会影响内容的连贯性。

3. 本书每章后均附有小结,可作为读者预习的指导和复习的指示。各章均有思考题与习题,能帮助读者进一步理解书中内容。

4. 书中每一概念及关键词均给出了英文翻译,使读者能更深刻地理解每一概念的内涵,而且在学习水利计算与水库调度的同时,也掌握了其英语专业词汇,为今后查阅与翻译相关英文文献资料提供了方便。

全书共十一章,内容包括:兴利调节计算、水电站水能计算、洪水调节计算、经济计算与评价、水库兴利调度、防洪调度、优化调度及水库主要参数的选择等。

本书的第一、二、五、七、八、十一章由武鹏林编写;第四、六、九章由晋华编写;第三章由霍德敏编写,第十章由马存信编写。全书由武鹏林统稿、主编并定稿。

本书的读者对象是水利类专业的工程技术人员。可供高等水利院校水利水电工程、农田水利工程、水利工程管理专业的教学使用,也可作为水利类专业的自学或函授教材,乃至其他专业师生和工程技术人员参考。

在编写过程中,参阅引用了国内外许多单位及个人的文献、资料、讲义和教材,由于范围广泛,未能一一注明,在此一并致谢。

我校副校长、博士生导师张善元教授为本书撰写了序,并对全书进行了审稿,提出了许多宝贵意见,编者谨此致谢。

我们要感谢山西省教委高教处对本书出版的资助,同时还要感谢向编者提供资料,提出意见和建议以及关心本书编写出版的所有同志。

我们诚恳地希望读者对本书存在的缺点和错误提出意见,以便修编时加以改进。函寄:太原市迎泽西大街79\*,太原理工大学建筑与环境工程学院(邮编:030024)。

作 者

1999.8

# 目 录

第一章 绪论	(1)
第一节 水资源概况	(1)
第二节 水资源特性	(2)
第三节 水利计算与水库调度的任务及内容	(3)
第二章 水资源的综合利用	(6)
第一节 概述	(6)
第二节 灌溉用水	(7)
第三节 水力发电用水	(11)
第四节 给水	(14)
第五节 防洪与治涝	(15)
第六节 其他需水部门用水及综合需水图	(17)
第七节 各部门的用水规划与关系协调	(21)
第八节 水利工程对环境的影响	(24)
第三章 调节计算基本资料及水库特性	(28)
第一节 概述	(28)
第二节 径流调节的基本资料及其特性	(29)
第三节 水库的设计标准	(30)
第四节 水库特征	(34)
第五节 水库的特征水位与特征库容	(37)
第六节 水库水量损失	(40)
第七节 水库的淹没、浸没和其他后果	(42)
第八节 水库的淤积及其特点	(44)
第四章 兴利调节计算	(49)
第一节 兴利调节分类	(49)
第二节 年调节水库兴利调节计算	(51)
第三节 兴利调节时历图解法	(61)
第四节 多年调节水库兴利调节计算	(69)
第五节 多年调节计算的数理统计法	(74)
第五章 小型水电站水能计算	(88)
第一节 概述	(88)
第二节 设计代表年和设计代表期	(88)
第三节 水电站的分类	(89)
第四节 电力系统的负荷及其容量组成	(91)

第五节	水电站保证出力的计算	(94)
第六节	水库多年平均发电量的计算	(105)
第七节	水电站装机容量的选择	(107)
第六章	洪水调节计算	(119)
第一节	概述	(119)
第二节	水库的调洪作用与任务	(119)
第三节	水库调洪计算原理	(122)
第四节	水库调洪计算的方法	(124)
第五节	水库的防洪计算	(132)
第六节	水库防洪能力复核	(138)
第七节	地区防洪计算	(140)
第八节	溃坝洪水计算	(148)
第七章	水利工程经济计算与评价	(154)
第一节	概述	(154)
第二节	资金的时间价值及其计算	(155)
第三节	经济评价	(160)
第四节	财务评价	(163)
第五节	方案比较方法	(169)
第六节	综合利用水利工程的投资分摊	(171)
第八章	水库兴利调度	(177)
第一节	水库调度的意义及调度图	(177)
第二节	年调节水库灌溉调度图的绘制	(178)
第三节	多年调节水库灌溉调度图的绘制	(180)
第四节	当年水库灌溉计划调度图的绘制	(183)
第五节	发电调度图的绘制	(186)
第六节	发电调度图的应用	(192)
第七节	发电调度效益检查	(196)
第九章	防洪调度	(199)
第一节	概述	(199)
第二节	防洪限制水位的确定	(199)
第三节	防洪调度方式的拟定	(203)
第四节	洪水预报调度	(213)
第五节	防洪调度规则的制定	(218)
第六节	综合利用调度	(219)
第十章	库群规划与调度	(226)
第一节	库群规划与调度的基本知识	(226)
第二节	非发电库群调度	(229)
第三节	水电站库群规划与调度	(234)
第四节	库群洪水调度	(243)



第十一章 水库优化调度 .....	(247)
第一节 概述 .....	(247)
第二节 径流描述 .....	(249)
第三节 最优化技术简介 .....	(251)
第四节 单一水库优化调度 .....	(261)
参考文献 .....	(273)

# 第一章 绪 论

## 第一节 水资源概况

水是资源,是工农业生产过程中不可替代的资源,对水资源(或水利资源)的含义存在着不同的见解。水资源(water resources)通常指逐年可以恢复和更新的淡水,而大气降水是它的补给来源<sup>[1]</sup>。从广义上讲,水资源是指地球上所有的水体,而我们所提的水资源是指陆地上可以利用的淡水(fresh water)资源,它包括江河(river)、湖泊(lake)、泉(spring)、积雪(snow pack)、冰川(glacial)、大气水(atmospheric water)、土壤水(soil water)以及地下水(ground water)等可供长期利用的水源<sup>[2]</sup>。直到1977年,联合国召开水会议后,联合国教科文组织(UNESCO 或 United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization)共同提出了水资源的含义:“水资源是指可以利用或有可能被利用的水源,这种水源应当有足够的数量和可用的质量,并在某一地点为满足某种用途而得以利用。”<sup>[3]</sup>

据估计<sup>[4]</sup>,陆地上约有2800多万 km<sup>3</sup> 的淡水,占地球总水量的2%,由于冰川在自然界的特殊地位,开发利用极其困难,陆地上比较容易开发利用的淡水约有400多万 km<sup>3</sup>,占地球总水量的0.3%。可见,陆地上的水资源并不丰富。

陆地上水资源的分布很不均匀,有些国家和地区水资源较多,有些国家和地区水资源则严重不足。我国水资源总量为28 142亿 m<sup>3</sup>,其中多年平均河川径流量为27 115亿 m<sup>3</sup>(巴西51 912亿 m<sup>3</sup>,俄罗斯47 144亿 m<sup>3</sup>,加拿大31 220亿 m<sup>3</sup>,美国29 702亿 m<sup>3</sup>,印尼28 113亿 m<sup>3</sup>),居世界第六位。然而人均占有水量只及苏联的1/7,美国的1/5,世界的1/4,亩均占有水量只为世界的1/2,属于人均、亩均水量最低的国家之列。表1.1为全国各流域片(分区)的年降水量、径流量

表 1.1 全国各流域片(分区)年降水量、径流量统计表

流域片名称	年平均降水量/mm	年平均径流深/mm	$p = 50\%$ 年径流量/ $10^8 \text{ m}^3$	$p = 75\%$ 年径流量/ $10^8 \text{ m}^3$	径流均值占全国百分数/(%)
黑龙江流域片	495.5	129.1	1 119.0	863.0	4.3
辽河流域片	551.0	141.1	472.0	380.0	1.8
海河、滦河流域片	559.8	90.5	268.0	199.0	1.1
黄河流域片	464.4	83.2	642.0	563.0	2.4
淮河流域片	859.6	225.1	689.0	496.0	2.7
长江流域片	1 070.5	52.0	9 417.0	8 656.0	35.1
珠江流域片	1 544.3	806.9	4 640.0	4 120.0	17.3
浙闽台诸河片	1 758.1	1 066.3	2 507.0	2 097.0	9.4
西南诸河片	1 097.7	687.5	5 853.0	5 380.0	21.6
内陆诸河片	153.9	32.0	1 060.	1 004.0	3.9
额尔齐斯河流域	394.5	189.6	97.0	78.0	0.4

注:1. 流域片包括本流域以外的附近小流域;2. 所有径流量都已还原至天然状态。

统计表<sup>[5]</sup>。我国水源年内分布、地区分布不均匀、开发利用不合理、用水浪费、水源污染等原因,使得许多地方的水资源平衡遭到破坏,供水与需水的矛盾日益突出。

1977年联合国向全世界发出警告:“水不久将成为一项严重的社会危机,石油危机之后的下一次危机便是水”。据有关部门统计,1986年我国324个大中城市中,约有180多个城市不同程度地缺水,其中有40个城市严重缺水。今后随着工农业生产的发展,以及人民生活水平的提高,需水量将逐年上升。水利部水资源研究及区划办公室估计:目前全国农业和城市工业用水的总需水量达7000亿 $\text{m}^3$ ,约占我国水资源总量的25%,由于水资源地区分布不均匀,全国缺水700亿 $\text{m}^3$ ,主要集中在北方水资源贫乏的黄、淮、海、辽四个流域片。水资源已成为我国北方地区经济发展的最大制约因素<sup>[6]</sup>。

## 第二节 水资源特性

水资源供需矛盾产生的原因之一,主要是自然状态下水资源的某些特性与人类的需求不相适应。因此,要充分利用、合理开发水资源,就必须首先了解水资源的特性。水资源特性概括起来有以下几点:

### 1. 水资源的时空分布不均匀性

依照水文循环的周期性、水资源能不断再生,不像矿藏等资源有固定储量。以多年或长期的观点来看,地球上的水量大体是平衡的。然而,由于影响水文循环的因素很多,变化复杂,降水量的地区分布很不均匀,且年内年际变化很大,在局部地区,特定时段内水量是有限的,并非“取之不尽,用之不竭”。

### 2. 水资源具有水利和水害两重性

众所周知,江河水流既能为国民经济建设服务,也会带来洪水、内涝等灾害。在河流上兴建水利工程,譬如修建水库,一方面可以用于兴利(灌溉、发电、给水等)和防洪,但也会引起库区农田、森林、矿藏淹没和人口迁移等不利影响。

### 3. 水资源可以综合利用

许多国民经济部门利用水的方式是各不相同的,可分耗水(water demand)和用水(water utilization)两种。例如,农业灌溉和工业、民用供水都消耗一定的水量,故称耗水或需水。水电站只利用水的能量;航运和渔业也主要是利用水体环境,它们都不消耗水量或消耗很少水量。因此,修建水库常能同时满足几个用水部门的需要,进行库容和水量的综合利用。也就是“一库多用和一水多用”。当然,某些部门之间有时在用水量 and 用水时间上会存在一定的矛盾,而在兴利用水部门和防洪之间,也可能存在库容利用上的矛盾。

### 4. 水流随时间而变化,且变化难测

河川径流不论是年内或年际间的变化都很大,变化的趋势通常也难以确切预测(故有所谓“水文的随机性和不确定性”)。这个自然情况给水利工程的合理设计和建成后的合理运行,都带来一定的困难。但是任何自然现象和规律总是可以认识的。随着人类对水文变化规律的日益掌握,也就能够使水资源蕴藏和变化情况更加确切了解,并更有效地为国民经济建设服务。在另一方面,它仍较煤或石油等其他资源(不易勘探,难以可靠估算)情况要好,因为水资源的平均数量是较易获知的。

### 5. 水利资源的地区性和整体性

首先,所谓地区性是:一方面,水资源的蕴藏量及其分布情况和变化特性常因地区自然条件不同而不同。另一方面,水资源的开发和河流治理方式的重点,也因地区自然条件和社会经济情况的不同而各有差别。譬如我国西南地区,河流多、坡降大、水量充沛、蕴藏着丰富的水力资源(hydroelectric resources),因此开发水电和通航常为首要。而在淮河、海河、辽河等丘陵和平原地区河流,则防洪、排涝和农业灌溉问题就比较突出。其次,所谓整体性是指:水由上游到下游穿流各处。因此水资源问题,无论是水量、水质,或防洪、兴利,都具有上下(游)、左右(岸),各地区、各部门间的相互影响极为错综复杂的关系。正因为这样,才有“水资源系统”(water resources system)或“水利系统”(water system)这些新的名词。

以上这些说明了水资源的主要特性及其在自然状态下的某些缺陷。如何掌握这些特性,改造其缺陷,进而发挥其在经济上的巨大作用,为我国社会主义建设服务便是水文水利工作者在科学和建设的实践中所面对和需要解决的重大任务。

由于水资源的上述特点,因此为了进行有效的开发利用,一个重要的、基本的手段就是对天然径流的人工控制或人工调节。也就是在第三章要说明的径流调节。

### 第三节 水利计算与水库调度的任务及内容

解决水资源的不足,主要是开源、节流,同时要作好水资源的保护工作。

在河流上兴建水库进行径流调节是解决水资源供需矛盾的重要措施,要实现这一措施必须对河流的水文情况,用水部门的要求,径流调节的方案和效果,以及技术经济论证等有关问题进行分析和计算,以便提出在各种方案下经济合理的水利设施。这就是水利计算与规划(hydraulic calculating and planning)(简称水利计算)的主要内容。而水库调度(reservoir regulation)的中心问题是拟定“水库泄用水规则”,以满足各级用水需要或保证一级需水图都能在相应的设计标准条件下得到满足。水资源的开发利用程度愈高,对径流调节和综合利用的要求愈高,则水利计算与水库调度这一环节的作用也愈显著。

水利计算与水库调度是各项水利工程在规划设计及运行时的一个经常需要的中间环节。它以水文分析和综合利用要求的研究为基础,通过水利计算这一环节,提出建筑物结构设计和工程经济分析所必须的基本资料、数据。水利计算的成果,一方面是水工建筑物设计的依据,对决定坝高、溢洪道和渠道尺寸、水电站容量、以及这些建筑物和设备的运行规程,起着重要的作用;另一方面又为工程的效益评价(benefit evaluation)和经济分析(economic analyses),甚至综合论证(synthetic proof),提供定量的基本数据(如投资和效益大小,保证程度,工程影响和后果等等)。水库调度是实现水库综合利用的一个重要手段,它可以对水库的运用具体决策,以便定量地解决水库综合利用中的矛盾。

#### 1. 水利计算与水库调度的基本任务

(1)从国民经济当前或一定发展阶段对本流域(或本河段)开发任务的要求,经过各种计算和综合分析、比较,拟定最适当的水利措施的开发形式和开发程度;并确定水工建筑物的基本尺寸,例如坝高、库容及各特征蓄水位,溢洪道型式及尺寸,引水渠道断面大小,水电站装机容量,抽水机的功率等。

(2)确定或阐明能由水利措施获得的水利效益(water benefit)。例如,供给各用水部门的水量和能量的多寡及其质量(保证程度),包括水电站的保证出力和年发电量,灌溉水量,保证的

航深,以及防洪治涝的解决程度或能达到的防治标准,等等。

(3)编制水利枢纽的控制运用规程和水库调度图表及最优运行方案,以保证在选定的建筑物参数的基础上,实际运行时能获得最大可能的水利经济效益。有时,还须提供水库未来多年工作情况总的统计数字和图表。例如,多年中各年供给用户的水量、弃水、水库上下游水位变动过程等等,这些通常是根据历史水文资料作为模拟未来的系列而计算和得出的。

(4)水库建造所引起的影响和后果的估算、预测。水库的建造,除能达到预期的经济目的外,同时也引起开发河段及附近地区自然情况的改变。例如:①引起库区的淹没和库边土地的浸没。②引起库内泥沙淤积,风浪现象的改变和坝下游的河床冲刷。③由于水电站的日调节,引起下游水流波动,影响航运及取水建筑物的工作;由于回水变动,可能会引起库尾浅滩形态的变化;洪水时库区整个汇流情况亦会改变。④建造水库使蒸发渗漏增加,使水质状况、水温情势发生变化,并可能影响库内外附近的生态平衡和局部气候,这些派生的现象在水利计算中根据具体情况,亦应作适当的考虑。

## 2. 水利计算与水库调度的主要内容

(1)研究和选择河流治理方案、流域水资源开发方案、区域性水系群治理方案及水资源跨流域开发方案。

(2)研究和选择流域中或者区域中水资源工程群的建设顺序,初步选择工程的位置、开发方式、规模和主要参数。

(3)研究和编制近期待建水资源工程的可行性研究(feasibility study)报告,研究和选定其初步设计(preliminary design)中的工程总体布置方案、水资源综合利用开发方式,建设规模和主要参数等。

(4)研究和拟定待建或已建水资源工程群体和个体的综合利用优化调度(optimal dispatching)运用方案和水电站运行计划。

## 3. 水库设计步骤

(1)收集、整理、分析和研究水利勘测(water survey)和水利调查(water search)所获得的资料、数据和图幅等,其中包括:流域的、区域的或单个工程所在地的长系列水文气象记录和未来中长期预测和估计成果;工程地址及其附近工程地质(engineering geology)和水文地质(hydrogeology)的查勘效果;工程地址和水库区及其附近的地形地貌(topography and geomorphy)测量和查勘成果;工程附近地区的经济和社会情况调查成果(例如城乡居民点分布、土地、人工、国家和个人财产,已有的各类工程设施、工农业生产现状及发展前景、自然资源、物产、文教卫生、交通运输、水旱灾患、名胜古迹和文物等的概况及其对河流治理与水资源开发的要求);工程附近地区的劳动力资源、商品性建筑材料供应和当地建筑材料(如土料和沙石料等)分布概况等。

(2)进行水文方面的分析与计算,参见工程水文学。

(3)拟定水资源综合利用开发方式和工程总体布置初步方案,粗略拟定各主要水工建筑物和主要设备的型式和尺寸。

(4)拟定待建水资源工程主要参数的若干个可能方案,并对各方案进行计算。水电站还要进行水能计算。

(5)对上述主要参数的各个方案进行经济计算与评价。

(6)对上述主要参数的各个方案,分析其非货币指标的社会效益和环境保护、政治、社会等方面的定性评价,将这些分析评价的结果与上述经济评价的结果一起进行多因素综合评价,从



而选出最佳方案,作为选用方案。

(7)制定工程综合利用优化调节方案和水电站运行计划。

#### 4. 主要参数

(1)水力发电的主要参数为设计蓄水位(planning storage level)(指水库或水电站上游的水位)、水库死水位(dead level)(或水库工作深度)和装机容量(installed capacity)。

(2)灌溉的主要参数为水库蓄水库容(storage capacity)及相应水位、渠道(channal)或抽水站(pumping station)设计流量(design discharge)、多年平均年供水量(annual average water supply)等。

(3)城市供水的主要参数与灌溉部门类似。

(4)防洪的主要参数大体上是:水库设计蓄洪库容(planning flood storage capacity)及相应水位和设计下泄流量(design undershot discharge)、河道整治后各河段的设计洪水位(design flood level)和设计流量、堤防各段的堤距和堤顶高程等。

(5)治涝的主要参数大体上是排涝站的设计流量和围堤顶高程。

## 小 结

本书作为水资源开发利用技术科学的一个部分,对水资源的一些基本特性应有所了解,并着重介绍水利计算与水库调度的一般概念、原理及常用的计算方法。特别是以水库为中心的径流利用和调节计算的基本原理和方法,以及有关水库设计和参数选择的基本知识。它与水利专业的其他课程,特别是水文分析与计算、水利工程基础等具有十分密切的联系。

## 思 考 题

1. 什么是水资源,你认为哪一种解释较合理?
2. 你认为水资源与水文学的关系怎样?
3. 水资源有哪些特点?
4. 本课程的性质、任务和主要内容各如何?

## 第二章 水资源的综合利用

### 第一节 概 述

陆地上的水源(water source)主要由降水(precipitation)补给。但由于降水量(rainfall amount)在年内和年际分布的不均匀性,雨水较丰的年份常会出现暴雨(storm rainfall)或霪雨(excessive rainfall),以致某些地区或河段在短期内汇集了过多的径流,如果不能迅速排走而任其停滞或泛滥,就将形成洪涝灾害。所以,自古以来,除水害——防洪(flood prevention)与治涝(water log control)就成为水利事业中的首要任务。然而,淡水从来就是人类赖以生存和进行生产劳动所必不可少的自然资源,它对于人类来说,毕竟是利多害少。人们在除水害的同时,总是千方百计地为各种不同的目标去兴修水利工程,以求充分地利用水利资源。于是,兴水利与除水害就构成整个水利事业的两大组成部分,包括防洪、治涝、灌溉、水力发电、航运、木材浮运、给水、渔业、水利环境保护等等水利部门(详见本章各节)。各种不同的水利工程,无非是针对上述某一项或某几项的需要而兴建的。

不同的水利部门,有些是除害,有些是兴利。而且,不同的兴利部门,对水资源的利用方式各不相同。例如,灌溉、给水要耗用水量,发电只利用水能,航运则依靠水的浮载能力,渔业却要利用水面面积和水体空间,等等。这就有可能也有必要使同一河流或同一地区的水资源,同时满足几个不同的水利部门的需要,并且将除水害与兴水利结合起来统筹解决。这种开发水资源的方式,就称为水资源的综合利用(multipurpose utilization)。我国大多数大中型水利工程在不同程度上实现了水利资源的综合利用。例如,汉江丹江口水利枢纽就是一项综合利用汉江水资源的大型水利工程。它能有效地控制汉江上游的洪水,大大减轻汉江中下游广大地区频繁的洪水灾害;给鄂西北、豫西南的严重缺水地区内数百万亩农田提供丰富的灌溉水源;为河南、湖北两省工农业提供 90 万 kW 的廉价电力;在它的水库内,形成 220km 长的深水航道,并大大改善了下游 650 km 河道的通航条件;辽阔的水库还可以发展水产养殖,每年能出产数百万公斤淡水鱼。实际上,水资源的综合利用是我国水利建设的一项重要原则。能够使宝贵的水资源得到比较充分的利用,以较少的代价取得较大的综合效益,在进行水利计算与水库调度时,必须重视这一原则。

然而,由于人们认识上的局限性、片面性,以及局部利益等原因,我国有些大中型水利工程,尽管完全具备水资源综合利用的有利条件,却仍然在这方面存在某种缺陷。在水资源综合利用方面,还有一类问题常易被人们忽视,即是环境保护(environment protection)与生态平衡(ecologic balance)问题。大中型水利工程的施工常常要集中大量人力、设备,并耗用大量建筑材料;工程本身常需占有大片土地,特别是水库常造成大面积的淹没。此外,水利工程是人们改造自然的一种重要手段,必然要对河流的水文情况产生重大的影响,等等。人们通过实践,逐步认识了这类问题的重要性,忽视这类问题常会给国家和人民带来巨大损失。因此,我们在进行水利计算与水库调度时,还必须认真研究并尽量避免工程对自然环境和生态环境可能产

生的不良影响。

水资源的综合利用虽然是一个普遍应该考虑的原则,但具体执行起来却往往比较复杂。这是因为,各河流的自然条件千变万化,各地区需水的内容和要求也差异很大,而且各水利部门之间还不可避免地存在一定的矛盾(见本章第七节)。因此,要做好水资源的综合利用,就必须从当地的客观自然条件和用水部门的实际需要出发,抓住主要矛盾,从国民经济总利益最大(maximum total national economic profit)的角度来考虑,因时因地制宜地来制定水利规划编制水库调度方案。切忌凭主观愿望盲目决定,也不能生搬硬套外地经验,尤其不要只顾本地区本部门的局部利益而使整个国民经济遭受不应有的损失。

## 第二节 灌溉用水<sup>[7]</sup>

农作物的生长除了养分及空气之外,还要有适宜的水分(moisture)。适宜的水分,不仅是供给作物生长的需要,而且能调节土壤中的水分、养料和热状态。农作物适宜水分的保持,除了大气的有效降水补给之外,还需从农田水利措施中不断提供补充,以弥补天然降水在时间和数量上的不足,这就是农业的灌溉用水(irrigation water)。

灌溉的主要任务是:在旱季雨水稀少时,或在干旱缺水地区,用人工措施向田间补充农作物生长必需的水分。但旱季河川径流也较少,干旱地区本来就缺水,因此,兴建灌溉工程(irrigation engineering)首先要寻找水源,水源主要有:

(1)蓄洪补枯(flood storage and compensating deficiency)。亦即利用水库、塘坝、湖泊、蓄水池等进行径流调节(详见第四章),拦蓄雨季洪水,供旱季灌溉使用。在山丘区及径流年内分布或年际变化较大的地区,蓄水灌溉甚为普遍。

(2)引取水量较丰的河湖水。流域面积较大的河湖,在旱季也还常有较多水量可用。为此,常需修筑长渠引水到干旱缺水地区,甚至跨流域引水,例如河南林县的红旗渠等。

(3)汲取地下水。多用于干旱地区地面径流比较枯涸的情况下。例如河北的井灌、新疆的坎儿井等等。

配合上述水源,需要修建相应的工程。

(1)蓄水工程(water storage works)。为了蓄洪补枯,需要修建水库、塘坝等,或者在天然湖泊出口处建闸控制等等。蓄水工程常可兼顾防洪或其他兴利部门的需要。

(2)自流灌溉引水渠首工程。不论是从水库引水或从河、湖引水,一般都希望尽量采用自流灌溉(irrigation by gravity)的方式,这适用于水源的水位高于灌区高程的情况下。自流灌溉需筑渠首工程(canal head works),渠首可分无坝引水式与有坝引水式两种(图 2.1 和图 2.2)。无坝引水投资较小,但只能引取河水流量的一小部分。有坝引水

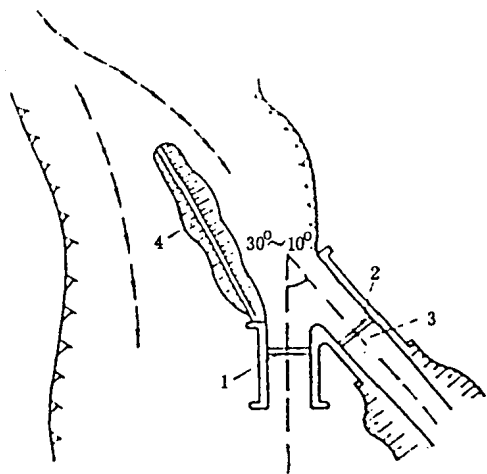


图 2.1 无坝引水渠首示意图

1. 冲沙闸; 2. 进水池; 3. 干渠; 4. 导水堤

则投资较大,但可拦截并引取河水流量的全部或大部。从综合利用水库中引水自流灌溉,也属

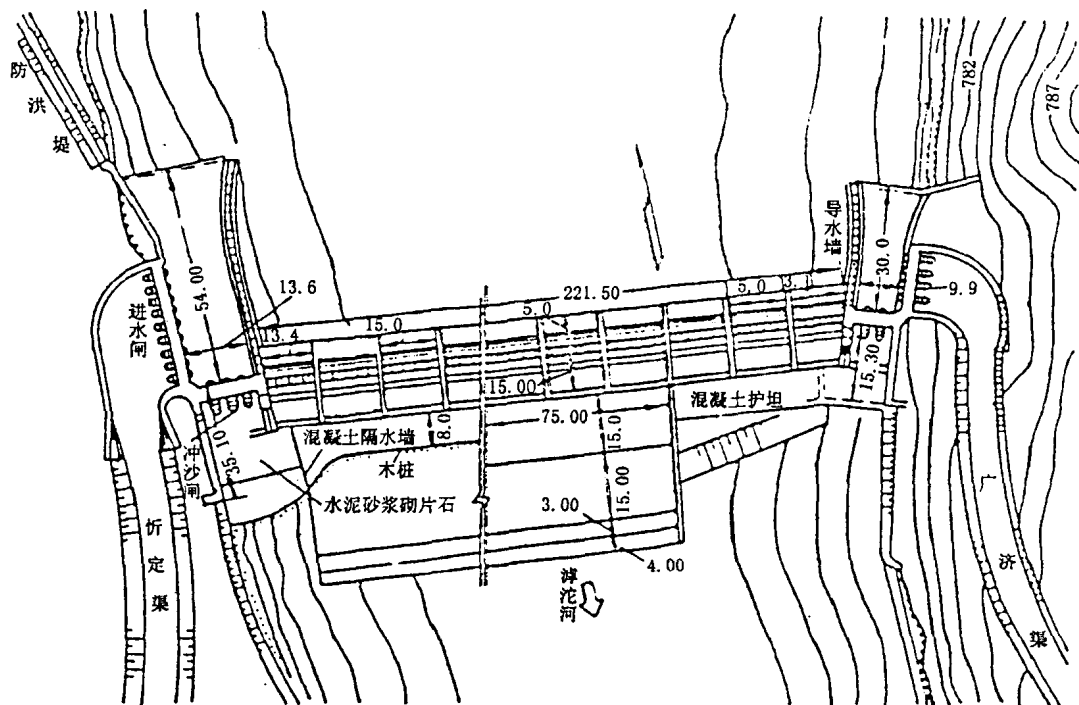


图 2.2 有坝引水渠首示意图

于有坝引水性质。自流灌溉渠首工程包括:进水闸(inlet sluice)、沉沙池(desilting basin)、消能工(energy dissipator)等,有时还包括渠首引水隧洞(diversion tunnel)等。

(3)提水灌溉工程(lift irrigation works)。当水源水位低于灌区高程时,常需提水灌溉,其核心工程是机电泵站,其运行费用常较贵,灌溉成本较高。提水灌溉工程包括:前池(head pond)、泵站(pumping station)、压力池(pressure pond)、分水闸(diversion sluice)等。山区小灌区常用筒车、水轮泵、水锤泵等水力机械提水,以天然水力为能源,费用低廉,深受群众欢迎。当从水电站的水库中引水自流灌溉下游低田时,可能使水能损失较大而降低了发电效益。此时,也可以自水库中引水自流灌溉高田,同时自下游河流中引水灌溉下游低田,二者相结合,常可获较大的综合利用效益。

(4)渠系(canal system)。渠系指渠首或泵站下游的输水及配水各级渠道、以及渠系建筑物等。

(5)长藤结瓜水利系统。在山丘区、盘山开渠,将若干水库、塘坝、蓄水池及干支渠等串连起来,形成蓄水、输水、配水相结合的统一体系,称为长藤结瓜式水利系统。这种措施能扩大水库的流域面积(增加水源),提高水源利用率,增大蓄水容积,扩大灌溉效益。并有利于实现水资源综合利用。

为了适时适量地进行灌溉,必须掌握农作物田间需水规律。田间需水量(irrigation water requirement)因农作物种类,因时、因地而不同。农作物在整个生长过程中需要浇灌的次数叫灌水次数(irrigation frequency),每次的浇灌水量叫灌水定额(irrigation requirement),所有各次浇灌水量的总和叫灌溉定额(irrigation norm)。灌水定额和灌溉定额的单位用  $\text{m}^3/\text{亩}$  或者  $\text{m}^3/\text{hm}^2$  来

表示。农作物在一定干旱程度、土壤性质和农业技术条件下,达到高产稳产目的需要的灌溉定额、灌溉次数和灌水时间总合叫灌溉制度(irrigation program),它是规划设计灌区和水库的基本依据之一。灌溉制度要按照作物田间需水量、降雨量、土壤含水量(soil moisture content)等情况,并根据当地农民生产经验和试验资料等制定。若是水田,则还要看田间水层深度与土壤渗漏量。各地农业试验站或水利机构常有制定的灌溉制度资料可供查阅,如表 2.1。由于不同年份气候不同,作物田间需水量与灌溉制度也不同。通常,重要的是设计干旱年(design dry year)的田间需水量和灌溉制度,这是设计灌溉工程的主要依据。

表 2.1 某地冬小麦设计干旱年灌溉制度

生育阶段	播种、出苗	越冬、分蘖	返青	拔节	抽穗、灌浆	全生长期
起迄日期 / (月·日)	10.11~31	11.1~2.20	2.21~3.31	4.1~30	5.1~6.10	
时 间 / d	21	112	39	30	41	243
田间需水量 / (m <sup>3</sup> /亩)	21.78	51.29	60.28	70.35	103.74	307.44
日需水率 / (m <sup>3</sup> /亩·日)	1.04	0.458	1.546	2.345	2.53	
灌水次序	-	1	2	3	5	共 5 次
灌水定额 / (m <sup>3</sup> /亩)	-	60	40	40	40	
灌溉定额 / (m <sup>3</sup> /亩)						220

各种农作物的灌溉制度确定后,如已知灌区的灌溉面积及各种农作物种植面积的百分比,则可定出灌区灌溉用水量及灌水时间。这样计算所得水量(或用流量表示)称为净需水量(net water demand)。灌溉水量通过渠道系统输送到田间的过程中,由于渗漏(leakage)、蒸发(evaporation)以及管理等方面的原因,会产生输水损失(conveyance loss),其中主要是渗漏损失。因此,渠道实际引用流量或称为毛流量(gross discharge)  $Q_{\text{毛}}$ ,将大于净流量  $Q_{\text{净}}$ :

$$Q_{\text{毛}} = \frac{Q_{\text{净}}}{\eta}, \text{ 或 } W_{\text{毛}} = \frac{W_{\text{净}}}{\eta} \quad (2.1)$$

式中  $\eta$  为渠系水有效利用系数(effective coefficient),决定于渠道的土壤性质、有无防渗措施、渠道长度,横断面大小与水深、渠道工作间断程度及管理方法等。根据我国各灌区多年观测结果,管理较好的大型灌区渠系水有效利用系数约为 0.6。

已知灌区用水量、灌水时间,并通过调查研究,确定渠系水有效利用系数后,即可求得灌区渠道的引用水量和引水流量过程线,全灌区各种作物的流量过程线分别绘出后,按月按旬予以叠加,就成为全灌区全年灌溉需水流量过程线,并可由此求出全年灌溉用水量,如表 2.2 及图 2.3。图 2.3 过程线下的面积即为灌区渠首的引用水量。

对于一个灌区,所需灌溉总水量的大小及用水过程,通常取决于两个因素,一个是灌区面积及农作物的组成,另一个是灌区降雨量的多少,以及在年内分布的情况。如湿润年份,降水量多,蒸发量小,灌溉水量较小;在干旱年份,降水量少,蒸发量大,作物的需水较多,灌溉用水也大。灌溉用水有以下几个特点:

(1)具有明显的季节性。作物生长的季节性,要求灌溉供水有季节性的变化,一般是夏多冬少。

(2)灌溉用水量具有多变性。降水量的年际和年内变化不同而各年不一,所以灌溉用水不像其他用水部门,如给水、航运、发电等具有固定的用水量。



(3)灌溉对缺水的适应性比其他用水部门大。作物收获量不仅与水量的充足与否有关,也与农业其他措施有关,当水量不足时,常常可采用适当的耕作措施,仍能保持正常产量或减少损失,因此,灌溉用水的保证率较其他用水部门为低。

正确地选择灌水方法是进行合理灌溉、保证作物丰产的重要环节。灌水方法按照向田间输水的方式和湿润土壤的方式分为地面灌溉、地下灌溉、喷灌和微灌等四大类。

表 2.2 某灌区设计干旱年灌溉用水过程推算表

项 目		各种作物各次灌水定额/( $\text{m}^3/\text{亩}$ )					各种作物各次净灌溉用水量/( $10^4 \text{ m}^3$ )					灌溉用水量/ $\text{万 m}^3$	毛灌溉用水量/ $\text{万 m}^3$
作物及灌溉面积(万亩)		冬小麦 $A_1 = 16.7$	玉 米 $A_2 = 12.6$	苜 蓿 $A_3 = 6.3$	甜 菜 $A_4 = 37.4$	豆 类 $A_5 = 27$	冬小麦 $A_1$	玉 米 $A_2$	苜 蓿 $A_3$	甜 菜 $A_4$	豆 类 $A_5$		
月	旬												
4	上												
	中	50					835					835	1 285
	下												
5	上				50	50				1 870	1 350	3220	4 954
	中	50		60			835		378			1 213	1 866
	下		50		50			630		1 870		2 500	3 846
6	上	50		60		50	835		378		1 350	2 563	3 943
	中		50		50			630		1 870		2 500	3 846
	下	50				50	835				1 350	2 185	3 362
7	上		50		50			630		1 870		2 500	3 846
	中			60		50			378		1 350	1 728	2 658
	下		50		50			630		1 870		2 500	3 846
8	上			60		50			378			1 728	2 658
	中		50		50			630		1 870		2 500	3 846
	下			60					378			378	582
9	上		50		50			630		1 870		2 500	3 846
	中			60					378			378	582
	下	60					1 002					1 002	1 542
全年内		260	300	360	350	250	4 342	3 780	2 268	13 090	6 750	30 230	46 508

注:1. 全灌区面积  $A = 100$  万亩;2. 灌溉水利用系数  $\eta = 0.65$ 。

地面灌溉(surface irrigation)是田间的水靠重力作用和毛管作用湿润土壤的一种灌水方法。此法投资省、技术简单,是我国目前广泛使用的灌水方法,但用水量较大,易引起地表土壤板结。

地下灌溉(subsurface irrigation)是利用埋设在地下的管道,将灌溉水引至田间作用根系吸水层,主要靠毛管吸水作用湿润土壤的灌水方法。此法能使土壤湿润均匀,为作物生长创造良好的环境,还可避免地表土壤板结和节约灌溉用水量,但所需资金及田间工程量较大。

喷灌(sprinkle irrigation)是利用专门加压设备的灌水方法,该设备把有压水流喷射到空中并散成水滴洒落在地面上,像天然降雨那样湿润土壤。喷灌可以灵活掌握喷洒水量,采用较小的灌水定额,得到省水、增产的效果。与地面灌溉相比,可省水 20%~30%。缺点是投资较高,且需要消耗动力,灌水质量受风力影响较大。

滴灌(trickle irrigation)是利用低压管道系统,把水或溶有化肥的水溶液一滴一滴地、缓慢

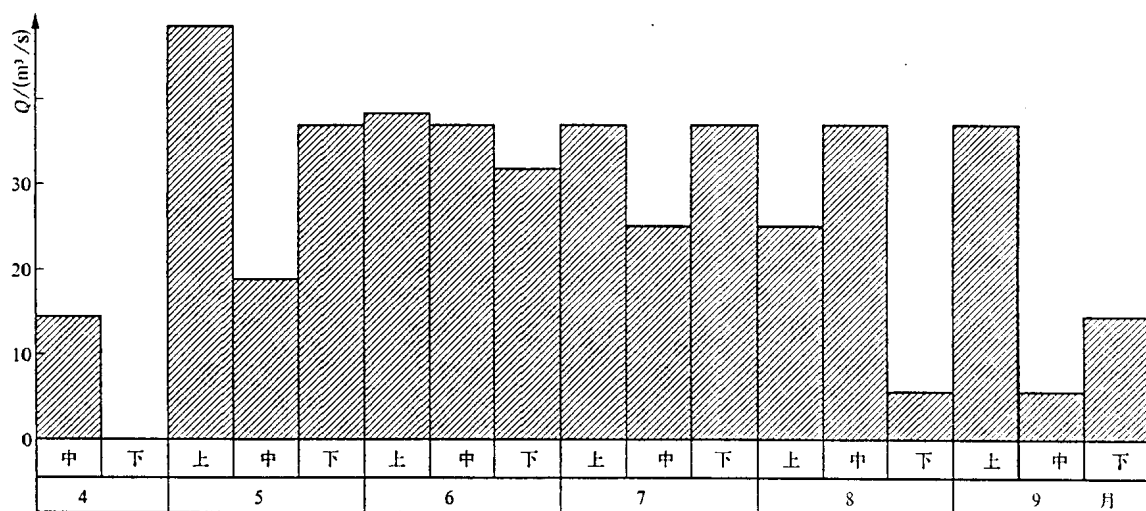


图 2.3 灌溉需水流量过程线

地滴入作物根部土壤,使作物主要根系分布区的土壤含水量经常保持在最优状态。滴灌是一种先进的灌水技术,具有省水(因灌水时,只湿润作物根部附近的土壤,可避免输水损失和深层渗漏损失,减少棵间蒸发损失,比喷灌省水(15%~20%)、省工(不需开渠,平田整地和打畦作埂等),省地和省肥等优点,与地面灌溉相比,滴灌能使作物有较大幅度的增产。此法的主要缺点是投资较高,其滴头容易堵塞。滴灌在干旱缺水地区有比较广阔的发展前途,目前我国已逐步开始采用。

### 第三节 水力发电用水

#### 一、水力发电的基本原理

水力发电是利用天然水流的水能(hydraulic energy)、水力资源(hydroelectric resources)来产生电能。河川径流相对于海平面而言(或相对于某一基准面而言)具有一定的势能(potential energy),并且因为径流有一定流速,就表示具有一定的动能(kinetic energy)。总的说来,是具有一定的水能。这一水能是由太阳能转变而来。陆地上和海洋中的水,吸收了太阳热能转化为自身的势能,并克服地球引力蒸发为大气水(atmospheric water)。大气水又受地球引力作用而降落到陆地上形成径流,一部分势能在降水过程中散失掉,一部分成为径流流动时的动能,同时仍保留一定的势能。地球上不断地进行着水循环,也伴随着不断进行太阳能转化为河川水能的过程。至于潮汐水能,主要地是因太阳、月球与地球的引力综合作用所产生。

在地球引力(重力)作用下,河水不断向下游流动。当水能未被利用时,河水因克服流动阻力、冲刷河床、挟带泥沙等,使水能分散地消耗掉了。水力发电的任务,就是要利用这一被无益消耗掉的水能,来生产人们需要的电能。图 2.4 表示一任意河段,其首尾断面分别为断面 1-1 和 2-2。若取  $O-O$  为基准面,则按伯努利方程,流经首尾两断面的单位重量水体所消耗掉的水能(即水头变化)应为

$$H_{1-2} = (Z_1 - Z_2) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2 - \alpha_2 v_2^2}{2g} \quad (2.2)$$

但是,大气压强  $p_1$  与  $p_2$  近似地相等,流速水头  $\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$  与  $\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$  的差值也相对微小而可忽略不计。于是,这一单位重量水体的水能就可能近似地用落差  $H_{1-2}$  来表示,即  $H_{1-2} = Z_1 - Z_2$ ,此即首尾两断面的水位差(water head)。

若以  $Q$  表示在  $t$  秒内流经此河段的平均流量( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $\gamma$  表示水的单位重(或容重),通常取  $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 = 9806.65 \text{ N/m}^3$ ,则在  $t$  秒内流经此河段的水体重量应是  $\gamma W = \gamma Q t$ 。又,  $1 \text{ N}\cdot\text{m} = 1 \text{ J}$ 。于是,在  $t$  秒内此河段上消耗掉的水能( $E_{1-2}$ )为

$$E_{1-2} = \gamma Q t H_{1-2} = 9807 Q t H_{1-2} (\text{J})$$

但是,在电力工业上,习惯于用“ $\text{kW}\cdot\text{h}$ ”(或称“度”)为能量的单位,  $1 \text{ kW}\cdot\text{h} = 3.6 \times 10^6 \text{ J}$ 。又令  $T(h) = \frac{1}{3600} t (\text{s})$ ,于是

$$E_{1-2} = \frac{1}{367.1} H_{1-2} Q t (\text{kW}\cdot\text{h}) = 9.81 H_{1-2} Q T (\text{kW}\cdot\text{h}) \quad (2.3)$$

此即代表该河段所蕴藏的水能资源,它分散在河段的各微小长度上。要开发利用这一水能资源,首先就要将这种分散的水能集中起来,并尽量减少其无益消耗。然后,引取集中了水能的水流去转动水轮机、带动发电机,在水轮机、发电机转动的过程中,水能转变成电能。这里,发生变化的只是水能,而水流本身并没有损耗,仍能为下游用水部门所利用。上述这种河川水能因降水而陆续得到补给,使水能资源成为不会枯竭的能源。

水力资源的数量常用电力功率来表示,并以  $\text{kW}$  为单位。在电力工业中,电站发出的电功率称为出力(output),因而也用河川水流出力来表示河川水能资源。水流出力是单位时间内的水能。所以,在图 2.4 中所表示的河段上,水流出力( $N_{1-2}$ )为

$$N_{1-2} = \frac{E_{1-2}}{T} = 9.81 Q H_{1-2} (\text{kW}) \quad (2.4)$$

这个公式常被用来计算河流的水能资源蕴藏量。

## 二、水力发电用水

由上述可知,水电站是利用河流的集中落差和控制其水量,使水的势能通过水轮机和发电机转变为电能,以满足用电户的需要。因此,电能需求的各种特性,以及落差等情况,决定了水电站的需水特性。

用电户对用电的需要各有不同,决定了电能需求的日变化、周变化和季变化。照明用电具有明显的日变化和年内变化;农业用电具有明显的季节性;而工业用电四季变化不大,若采用假日轮休的措施后,则周变化也可明显减少,其日变化则视工厂采用几班生产而不同。

在供电范围内,根据各用电部门的电能需要进行综合,以描绘用电在年内逐日、逐时的变化性,通称为电力负荷图(electric power load diagram)。有了电力负荷图,通过出力公式(2.4)可化为水电站的需水图。

即

$$Q = \frac{1}{9.81 H} N (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2.5)$$

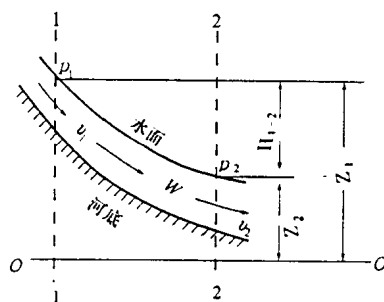


图 2.4 水能与落差

由式(2.5)可知,当出力  $N$  一定时,不同的落差所需的水量是不同的。落差大时所需要的流量  $Q$  小,落差小时,则所耗用的流量大。

水电站需水的另一特性是,当有其他电源配合时可根据河川径流丰枯程度,在较大的范围内变动用水量,水多时多用,水少时少用,称此为灵活的需水图(二级需水)。这种用水的灵活性可使径流利用率提高,尤其当水电站参加电力系统运转时,当河川径流量较丰时,可以发电,从而节省系统中火电站的煤耗。

当水库水量不足而引起供电不足,迫使部分用户供电中断或受限制,所造成的损失因用户的性质不同而不同。例如,对照明或其他次要用电户所引起的损失较小,而对工业用电的中断或限制,则会造成较大的损失。所以水电站所要求的用水保证程度取决于用户的性质。

### 三、河川水能资源蕴藏量的估算和中国水能资源概况

由式(2.4)可见,落差和流量是决定水能资源蕴藏量的两项要素。因为单位长度河段的落差(即河流纵比降)和流量都是沿河长而变化的,所以在实际估算河流水能资源蕴藏量时,常沿河长分段计算水流出力,然后逐段累加以求全河的总水流出力。在分段时,应注意将支流汇入等流量有较大变化处以及河流纵比降有较大变化处(特别是局部的急滩和瀑布等),划分为单独的计算河段。在计算中,流量取首尾断面流量的平均值,根据多年平均流量  $Q_0$  计算所得的水流出力  $N_0$ ,称为水能资源蕴藏量(hydraulic energy resources reserve)。

为估算河流蕴藏的水能资源,应对河流水文、地形和流域面积等进行勘测和调查,然后按式(2.4)进行计算(如表 2.3),并将计算结果绘成如图 2.5 的蕴藏图。表 2.3 和图 2.5 乃是掌握河流水能资源分布情况并研究其合理开发的重要资料。水能资源的普查和估算,由国家专门机构统一组织进行,并正式公布。根据 1980 年 10 月资料(如表 2.4)<sup>[8]</sup>,我国河川水能资源蕴藏量达 6.76 亿 kW,其相应的年水能约为 6 万亿 kW·h,居世界首位。

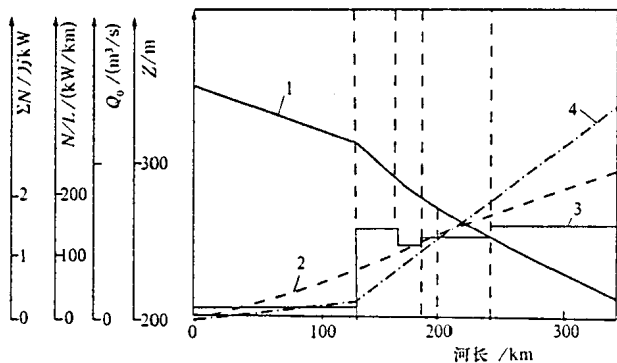


图 2.5 水能资源蕴藏量示意图

1. 河底高程  $Z$ ; 2. 流量  $Q_0$ ;  
3. 单位长度出力  $N/L$ ; 4. 累积出力  $\Sigma N$

从表 2.4 可以看出两点:

(1)经济上合理而技术上又便于开发的水能资源,大约只有理论值的一半多一些,有些河段的资源因受客观条件限制而无法利用;

(2)西南地区的水能资源占全国的 70%,其中蜀滇黔三省水能资源占全国的 40.3%,而仅西藏自治区就占全国的 29.7%。

我国东部和中部人口比较集中,工农业生产较为发达,水能资源就开发较多,西南地区水能资源虽极丰富,但开发尚少,潜力甚大。

表 2.3 河流水能资源蕴藏量计算表

断面 序号	高程 $Z/\text{m}$	落差 $H/\text{m}$	间距 $L/\text{km}$	断面处流量 $Q_i/(\text{m}^3/\text{s})$	河段平均流量 $Q_0/(\text{m}^3/\text{s})$	河段水流出力 $N_0/\text{kW}$	单位长度水流出力 $(N_0/L)/(\text{kW}/\text{km})$	水流出力累积值 $\Sigma N_0/\text{kW}$
1	350	35	129	0	8	2 750	21	2750
2	315	27	34	16	18.5	5 000	147	7 750
3	288	10	19	21	23	2 250	118	10 000
4	278	26	60	25	29.5	7 650	128	17 650
5	252	39	100	34	40	15 300	153	32 950
6	213			46				

表 2.4 全国各地区水能资源蕴藏量及可能开发量统计表

地 区	理论蕴藏量/ 万 kW	占全国比重/ (%)	可能开发量/ 万 kW	占全国比重/ (%)
西 南	47 331	70.0	23 234	67.8
西 北	8 418	12.5	4 194	9.9
中 南	6 408	9.5	6 744	15.5
东 北	1 213	1.8	1 199	2.0
华 东	3 005	4.4	1 790	1.6
华 北	1 230	1.8	692	1.2
全国总计	67 605	100.0	37 853	100.0

注:1. 此表无台湾省资料;2. 按发电量值计算占全国比重。

#### 第四节 给 水

给水(water supply)指城市或农村的民用给水与工业用水。现代化工业企业,需要大量生产用水,用于制造产品、冷却设备、冲洗和排除废物,以及生产蒸气等等。工业用水量常按产品的用水定额来计算。例如炼 1t 钢铁的用水定额为 100~165L,生产 1m 棉布的用水定额为 28~50L,炼 1t 焦碳的用水定额为 1 m<sup>3</sup> 等等。生活用水标准常按每一居民的每天用水量表示,我国城市居民平均的日用水量在 90L/人·日~200L/人·日,农村居民平均的日用水量在 20L/人·日~60L/人·日的范围内变化<sup>[9]</sup>。

给水的要求,不但要有足够的水量,而且应符合水质的要求。它的特点如下:

(1)对水质(water quality)的要求较高。居民用水和以水为原料的工业用水,对水的气味、溶解质的组成和含量,以及微生物的数量,都有一定的要求,不应超过规定的数值。

(2)给水有日与年的周期变化。民用给水及工业用水有日周期的变化,它是靠水厂的蓄水池调节来适应的;而年内变化较小,一般夏天较多、冬天较少。



(3)要求供水的保证程度较高。因为供水的中断对人民生活造成很大的不便。对工业用水如缺少过多,例如超过 15%~20% 以上,就会影响主要车间的工作,引起减产或停工,造成较大的损失。工业缺水所引起的损失,可以每缺 1t 水引起的生产损失值来衡量。

工业给水中,作为生产原料的水,其比重通常不大,多数是作为工艺用水,这些用水的特点是它并不消耗水量。因此,在水源供应紧张地区,应考虑工业排放水的循环利用,特别是对一些用水量大的工厂,如凝汽式火电厂、造纸厂等,废水与污水必须净化处理后,才允许排入天然水域,以免污染环境引起公害。这对于减轻水源的各种污染(热污染、有害物污染等),保护水质,更有重要的意义。

生活用水及工业用水的水源大体上有:水库、河湖、井泉等。例如密云水库的主要任务之一,即是保证北京市的供水,一般说来,供水所需流量不大,只要不是极度干旱年份,往往不难满足。在综合利用水资源时,对供水的要求,必须优先考虑,即使水资源量不足,也一定要保证优先满足供水。甚至原来设计的水库,其主要目的是满足其他要求,而现在也得优先满足生活及工业供水。因为随着社会及生产的发展,生产规模及都市人口的扩大化,农村人口的城市化,近年来给水特别是城市给水的重要性日渐增加,特别是华北和一些沿海缺水城市,给水问题往往十分突出。

通常,在编制河流综合利用规划时,可将供水流量取为常数,或通过调查作出需水流量过程线备用。

## 第五节 防洪与治涝

### 一、防洪

我国洪水有凌汛(北方河流)、春汛、伏汛、秋汛等,但防洪(flood prevention)的主要对象是每年的雨洪以及台风暴雨洪水。因为雨洪往往峰高量大,汛期长达数月;而台风暴雨洪水则来势迅猛,历时短而雨量集中,更有狂风助浪,两者均易酿成大灾。但是洪水是否成灾,还要看河床及堤防的状况而定,如果河床泄洪能力强,堤防坚固,即使洪水较大,也不会泛滥成灾。反之,若河床浅窄、曲折、泥沙淤塞、堤防残破等,使安全泄量(safety discharge)(即在河水不发生浸溢或堤防不发生溃决的前提下,河床所能安全通过的最大流量)变得较小,则遇到一般洪水也有可能浸溢或决堤。所以,洪水成灾是由于洪峰流量(peak flow)超过河床的安全泄量,因而泛滥(或决堤)成灾。由此可见,防洪的主要任务是:按照规定的防洪标准(flood prevention standard),因地制宜地采用恰当的工程措施,以削减洪峰流量,或者加大河床的过水能力,保证安全渡汛。采用的工程措施主要有以下几种:

#### 1. 水土保持

水土保持(soil and water conservation)是一种针对高原及山丘区水土流失现象而采取的根本性治山治水措施,它对减少洪水灾害很有帮助。水土流失(soil and water loss)是因大规模植被被破坏而引起的自然环境严重破坏的现象。水土流失地区旱季山泉枯竭、溪涧断流,易成旱灾;雨季地面径流量大、汇集快、冲刷侵蚀裸露的地面,携带大量泥沙,形成浊流滚滚,下游河床因而泥沙淤塞、泄水不畅、易成洪灾。为此,要与当地农田基本建设相结合,综合治理并合理开发水、土资源;广泛利用荒山、荒坡、荒滩植树种草,封山育林,甚至退耕还林;改进农牧业生产技术,合理放牧、修筑梯田、采用免耕或少耕技术;大量修建谷坊、塘坝、淤地坝、小型水库等拦

沙蓄水工程,等等。这些措施有利于把雨水尽量截留、涵蓄在雨区,减少山洪,增加枯水径流,保护地面土壤,防止冲刷,减少下游河床淤积。这不但对防洪有利,还能增加山区灌溉水源,改善下游河流通航条件,以及美化环境,等等。

## 2. 筑堤防洪与防汛抢险

筑堤是平原地区为了扩大洪水河床、加大泄洪能力、并防护两岸免受洪灾行之有效的措施。但筑堤防洪(banking for flood control)必须与防汛抢险(emergency flood fighting)相结合,即在每年汛前维修加固堤防,发现并消除隐患;洪峰来临时监视水情,及时堵漏、护岸,或突击加高培厚堤防;汛后修复险工,堵塞决口等等。不但堤防工程要防汛,水库、闸坝等也要防汛,以防止意外事故。有时,为了防止特大暴雨酿成溃坝巨灾,还须增筑非常泄洪道。甚至在紧急时,炸坝泄水,预降水位。

## 3. 疏浚与整治河道

疏浚(dredging)与整治河道(regulating river)的目的是拓宽和浚深河槽、裁弯取直(如图2.6),消除阻碍水流的障碍物等,以使洪水河床平顺通畅,从而加大泄洪能力。疏浚是用人力、机械和爆破来进行作业,整治则是修建整治建筑物来影响水流流态。二者常相互配合使用。内河航道工程也要疏浚与整治,但其目的是为了改善枯水航道,而防洪却是为了提高洪水河床的过水能力。因此,它们的具体工程布置与要求不同,但在一定程度上可以互相结合兼顾。

## 4. 分洪、滞洪与蓄洪

这三者目的都是为了减少某一河段的洪水流量,使其控制在河床安全泄量以下。分洪(flood diversion)是在过水能力不足的河段上游的适当地点,修建分洪闸,开挖分洪水道(又称减河),将超过本河段安全泄量的部分洪水引走,以减轻本河段的泄洪负担。分洪水道有时可兼用为航运或灌溉的渠道。滞洪(flood detention)是利用水库、湖泊、洼地等,暂时滞留一部分洪水,以削减洪峰流量(图2.7),洪峰一过,即将滞留的洪水放归原河下泄,以腾空蓄水容积迎接下次洪峰。

蓄洪(flood storage)则是蓄留一部分或全部洪水,待枯水期时供兴利部门使用,也同样起到削减洪峰流量的作用(图2.7)。第六章所介绍的水库调洪包括了蓄洪与滞洪两方面。蓄洪或滞洪水库,可以结合兴利部门的需要,成为综合利用水库(multipurpose reservoir)。有些天然湖泊,常起着重要的滞洪作用,例如洞庭湖就对长江的洪水有调蓄作用。有些地区盲目围垦湖滩地,常会削弱湖泊滞洪作用,必须慎重对待,必要时应废田还湖。

上述各种防洪措施,常因地制宜地兼施并用,互相配合。往往是全流域上、中、下游统一规划,蓄泄兼筹,综合治理,还要尽量兼顾兴利部门的需要,在选择防洪措施方案以及决定工程主要参数时,都应进行必要的水利计算,并在此基础上进行一定的方案分析比较,切忌草率从事。

## 二、治涝

形成涝灾的因素有二:

(1)因降水集中,地面径流集聚在盆地、平原或沿江沿湖洼地,积水过多或地下水位过高。

(2)积水区排水系统不健全,或因外河外湖洪水顶托倒灌,使积水不能及时排出,或者地下水位不能及时降低。

这两方面合并起来,就会妨碍农作物正常生长,以致减产或绝收,或者使工矿区、城市淹水而妨碍正常生产和人民正常生活,这就成为涝灾(waterlogging disaster)。必须注意,农作物对短时间淹水有一定的耐受能力,在未明显妨碍作物生长之前,淹水也可能不成灾。治涝(waterlog-

ging control)的任务乃是:尽量阻止易涝地区以外的山洪、坡水等向本区汇集,并防御外河、外湖洪水倒灌;健全排水系统,使能及时排除设计暴雨范围以内的雨水,并及时降低地下水位。治涝的工程措施主要有:

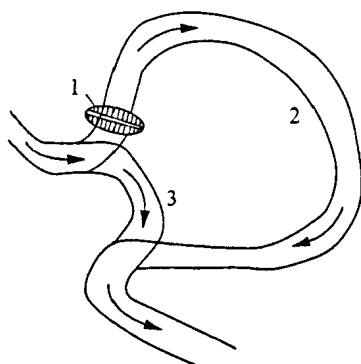


图 2.6 裁弯取直示意图

1. 堵口锁坝;2. 原河道;
3. 新河道

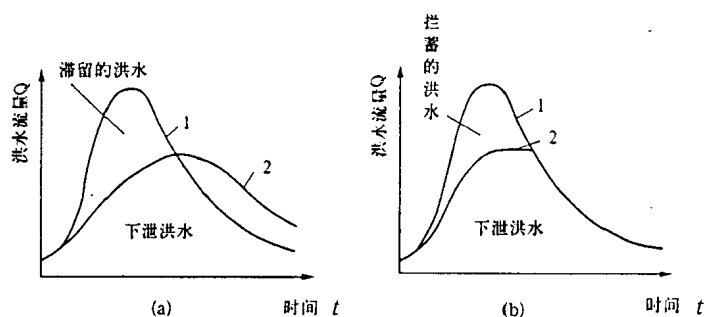


图 2.7 滞洪(a)与蓄洪(b)

1. 入库洪水过程线;2. 泄流过程线

### 1. 修筑围堤和堵支联圩

修筑围堤(polder dike construction)用以防护洼地,以免外水入浸,所圈围的低洼田地称为圩或垸。有些地区,圩、垸划分过小,港汊交错,围堤重叠,不利于防汛,排涝能力也分散薄弱,在这种情况下,最好将分散的小圩合并成大圩,堵塞小沟支汊,整修和加固外围大堤,并整理排水渠系,以加强防汛排涝能力,称为堵支联圩(blocking tributaries and united polders)。必须指出,有些河、湖滩地,在枯水季节或干旱少雨年份,可以耕种一季农作物,但不宜筑围堤防护。因为在洪水来临时,需要利用河滩、湖滩泄洪或滞蓄洪水,若筑围堤,必将妨碍防洪,有可能导致大范围的洪灾损失,因小失大。若已筑有围堤,应在统一规划之下,照顾大局需要,拆堤还滩、废田还湖。

### 2. 开渠撇洪

开渠撇洪(channelling and approaching flood)即沿山麓开渠,拦截地面径流,引入外河、外湖或水库,不使向圩区汇集。若与修筑围堤相配合,常可收到良好的效果。并且,撇洪入水库,可以扩大水库水源,有利于提高兴利部门的效益。当条件合适时,还可以和灌溉措施中的“长藤结瓜水利系统”以及水力发电的“集水网道式开发方式”结合进行。

### 3. 整修排水系统(dressing drainage system)

包括排水沟渠和排水闸,必要时还包括机电排涝泵站。排水干渠可以利用为航运水道,排涝泵站有时也可兼作灌溉提水泵站用。

治涝标准通常表示为:不大于某一频率的暴雨时不成涝灾,这一标准由国家统一规定。

## 第六节 其他需水部门用水及综合需水图

除了上述主要供水对象外,还有航运、环境保护、渔业及旅游事业等。

## 一、内河航运

内河航运(inland river transportation)较铁路、公路等其他运输方式成本低,运输量大。在大河航道干线上,水运成本仅是铁路的  $1/2 \sim 1/3$ ,是公路汽车运输的  $1/20 \sim 1/25$ 。在小河中,水运成本也比汽车运输低,为其  $1/6 \sim 1/10$ 。因此在有条件的地方尽量发展内河航运,对国民经济有重大意义。

内河航运是指利用天然河湖、水库或运河等陆地内的水域进行船、筏浮运而言,它既是交通运输事业的一个重要组成部分,又是水利事业的一个重要部门。作为交通运输来说,内河航运由内河水道、河港与码头、船舶三部分组成一个内河航运系统,在规划、设计、经营管理等方面,三者紧密联系、互相制约。特别是在决定其主要参数的方案经济比较中,常常将三者作为一个整体来进行分析评价。但是,将它作为一项水利工程来看时,我们的着眼点主要在于内河水道,因为它在水资源综合利用中是一个不可分割的组成部分。至于船舶,通常只将其最大船队的主要尺寸作为设计内河水道的重要依据之一,而对于河港和码头,则只看作是一项重要的配套工程,因为它们与水资源利用和水利计算并没有直接关系。因此,我们将只简要介绍有关内河水道的概念及其主要工程措施,而不介绍船舶与码头。

一般说,内河航运只利用内河水道中水体的浮载能力,并不消耗水量。利用河、湖航运,需要一条连续而畅通的航道,它一般只是河流整个过水断面中较深的一部分。它应具有必需的基本尺寸,即在枯水期的最小深度  $h$  和最小宽度  $B$ 、洪水期的桥孔水上最小净高和最小净宽等。并且,还要具有必需的转弯半径,以及允许的最大流速。这些数据取决于计划通航的最大船筏的类型、尺寸及设计通航水位,可查阅内河水道工程方面的资料,天然航道除了必须具备上述尺寸和流速外,还要求河床相对稳定和尽可能全年通航。有些河流只能季节性通航,例如,有些多沙河流以及平原河流,常存在不断的冲淤交替变化,因而河床不稳定,造成枯水期航行困难;有些山区河流在枯水期河水可能过浅,甚至干涸,而在洪水期又可能因山洪暴发而流速过大;还有些北方河流,冬季封冻,春季漂流流水,这些都可能造成季节性的断航。

如果某条天然河流不具备上述基本条件,就需要采取工程措施加以改善,这就是水道工程的任务,其工程措施大体上有以下几种:

### 1. 疏浚与整治工程

对航运来说,疏浚与整治工程是为了修改天然河道枯水河槽的平面轮廓,疏浚险滩,清除障碍物,以保证枯水航道的必需尺寸,并维持航道相对稳定。

### 2. 渠化工程与径流调节

这是两个性质不同但又密切相关的措施。渠化工程(canalized work)是沿河分段筑闸坝,以逐段升高河水水位,保证闸坝上游枯水期航道必需的基本尺寸,使天然河流运河化(渠化)。径流调节是利用湖泊、水库等蓄洪,以补充枯水期河水的不足。

### 3. 运河工程

运河是人工开凿的航道,用以沟通相邻河湖或海洋,还可兼作灌溉、发电等的渠道。

在渠化工程和运河工程(canal work)中,船筏通过船闸时,要耗用一定的水量。尽管这些水量仍可供下游水利部门使用,但对于取水处的河段、水库、湖泊来说,是一种水量支出。

## 二、水利环境保护

水利环境保护(water environmental conservation)是自然环境保护的重要组成部分,大体上包括:防治水域污染、生态保护及与水利有关的自然资源合理利用和保护等。

地球上的天然水中,经常含有各种溶解的或悬浮的物质,其中有些物质对人或生物有害。尽管人和生物对有害物质有一定的耐受能力,天然水体本身又具有一定的自净能力(即通过物理、化学和生物作用,使有害物质稀释、转化),但水体自净能力有一定限度。如果侵入天然水体的有害物质,其种类和浓度超过了水体自净能力,并且超过了人或有益生物的耐受能力(包括长期积蓄量),就会使水质恶化到危害人或有益生物的健康与生存的程度,这称为水域污染(water basin pollution)。污染天然水域的物质,主要来自工农业生产废水和生活污水,大体上如表 2.5 所示<sup>[10]</sup>。

表 2.5 污染水域的主要物质及其危害

污 染 物 种 类	主 要 危 害	净 化 的 可 能 性
1. 耗氧的有机物,如碳水化合物、蛋白质、脂肪、纤维素等	分解时大量耗氧,使水生物窒息死亡,厌氧分解时产生甲烷、硫化氢、氨等,使水质恶化	水域流速很小时,会积蓄而形成臭水沟、塘;流速较大时,经过一定时间和距离,能使水体自净,河面封冻时,不能自净
2. 浓度较大的氮、磷、钾等植物养料(称“富营养化”)	藻类过度繁殖,水中缺氧,鱼类死亡,水质恶化,并能产生亚硝酸盐,致癌	水域流速小时,污染严重,流速较大时,能稀释、净化
3. 热污染,即因工厂排放热水而使河水升温	细菌、水藻等迅速繁殖,鱼类死亡,水中溶解氧挥发,水质恶化,并使其他有毒污染物毒性加大	水域流速较大时,可使热水稀释冷却,流速小时,污染严重,水质恶化
4. 病原微生物及其寄生水生物	传播人畜疾病,如肝炎、霍乱、疟疾、血吸虫等	若水域流速小,水草丛生,水质污秽等,则有利于病原微生物及其寄生虫繁殖。反之,这种污染较轻
5. 石油类	漂浮于水面,使水生物窒息死亡,对鱼类有毒害,并使水和鱼类带有臭味不能食用,易引起水面火灾,难以扑灭	一部分可蒸发,能由微生物分解和氧化,也可用人工措施从水面吸取、回收而净化水域
6. 酸、碱、无机盐类	腐蚀管道、船舶、机械、混凝土等,毒害农作物,鱼类及水生物,恶化水质	水域流速大时,可稀释,因而能减轻危害
7. 有机毒物,如农药、多氯联苯、多环芳烃等	有慢性毒害作用,如破坏肝脏、致癌等	不易分解,能在生物体内富集,能通过食物链进入人体,并广泛迁移而扩大污染
8. 酚及氰类	酚类:低浓度时使鱼类及水有恶臭不能食用,浓度稍高即能毒死鱼类,并对人畜有毒;氰类:极低浓度也有剧毒	易挥发,在水中易氧化分解,并能被粘土吸附
9. 无机毒物,如砷、汞、镉、铬、铅等	对人和生物毒害较大,分别损害肝、肾、神经、骨骼、血液等,并能致癌	化学性质稳定,不易分解,能在生物体内富集,能通过食物链进入人体,易被泥沙吸附而沉积于湖泊、水库的底泥中
10. 放射性元素	剂量超过人或生物的耐受能力时,能导致各种放射病,并有一定遗传性,也能致癌	有其自身的半衰期,不受外界影响,能随水流广泛扩散迁移,长期危害

防治水域污染的关键在于废水、污水的净化处理和生产技术的革新,使有害物质尽量不侵入天然水域。为此,必须对污染源进行调查和对水域污染情况进行监测,并采取各种有效措施制止污染源继续污染水域,经过净化处理的废水、污水中,可能仍含有低浓度的有害物质,为防

止其积累富集,应使排水口尽可能分散在较大范围中,以利于稀释、分解、转化。

对于已经污染的水域,为促进和强化水体的自净作用,要采取一定人工措施。如:保证被污染的河段有足够的清水流量和流速,以促进污染物质的稀释、氧化;引取经过处理的污水灌溉,促使污水氧化、分解并转化为肥料(但不能使有毒元素进入农田),等等。在采用某种措施前,应进行周密的研究与试验,以免导致相反效果或产生更大的危害。目前,比较困难的是水库和湖泊污染的治理,因为其流速很小,污染物质容易积累,水体自净作用很弱。特别是库底、湖底沉积的淤泥中,积累的无机毒物较难清除。

在第一节中已初步谈到,水利水电工程建设常会涉及到生态平衡、改善环境和自然资源的合理利用与保护问题,这类问题面广而复杂。例如,因某些原因破坏了森林、草地,以及不合理的耕作方式等,常会导致水土流失,而水土保持工作,就是防治水土流失的重要措施。又如,修水库除主要实现水利目标外,还可美化风景和调节局部气候;引水灌溉沙漠,既可使林、农、牧增产,又可以改造沙漠为绿洲。再如,河网地区重新修整灌溉与排水渠系,可以兼顾消灭钉螺,防治血吸虫病;排水改造沼泽地,也可同时消灭孑孓的孳生场所,防治疟疾等。在水利建设中,也应注意避免对自然环境造成不应有的损害(见本章第八节)。总之,在水利水电建设中,一定要重视环境保护问题,将其作为水资源综合利用中的一项重要任务。

### 三、渔业(或水产养殖)

这是指在水利建设中如何有利于渔业而不危害渔业(fishery)。例如,修建水库可以形成良好的深水养鱼场所,但是拦河筑坝又妨害回游性鱼类繁殖,等等。所以,在开发利用水资源时,一定要考虑渔业的特殊要求,为了使水库鱼场便于捕捞,在蓄水前应做好库底清理工作,特别要清除树木、墙垣等障碍物。还要防止有害物质污染水库,并保证在枯水期水库留有必需的最小水深与库容,以利鱼类健康生长,对于河、湖的水质和最小水深等,也应同样注意。

特别要重视的是回游性野生鱼类的繁殖问题。有些鱼类需要在河、湖淡水条件中,甚至山溪浅水急流中,产卵孵化,却在河口或浅海育肥成长;另一些鱼类则要在河口或近海产卵孵化,却上溯到淡水河、湖中育肥生长。这些鱼类称为回游性鱼类,其中有不少名贵品种,例如:鲥鱼、刀鱼、大马哈鱼、湖蟹等均是。水利建设中常需拦河筑闸、筑坝,以致截断了回游性鱼类的通路,使其有绝迹的危险。因鱼类回游往往有季节性,故解决的措施大体上有:

①在坝、闸旁修筑永久性的鱼梯(鱼道),供鱼类自行过坝,其型式、尺寸及布置常需进行试验确定,否则鱼类不愿就范,而难以收效。

②在回游季节间断地开闸,让鱼类通行,此法效果尚好,但只适用于上下游水位差较小的情况下。

③利用机械或人工方法,捞取孕卵活亲鱼或活鱼苗,运送过坝,此法效果好,但工作量较大。利用鱼梯过鱼或开闸放鱼等措施,须耗用一定水量,在水利规划时应计入。

### 四、旅游事业

为了发展风景区的建设和对旅游事业(sight-seeing facility)的开发,也消耗或需要一定量的水,如游人饮用或戏水。

一般要求在旅游季节(夏季及其前后几个月),水库水位能尽量蓄高,并不能有过大的水位变动。为了游客的生活用水,要求水库常年泄放某一最小流量,以供游客饮用及污水排泄的净化。为了防止库区疟蚊孳生,应使库水位在夜间作周期性(5~6天为一周期)短时的升降变动,及避免有大面积的库边浅水区。

以上这仅属于次要的用水部门,一般它们对水量的要求并不多。

有了各种用水部门的年和逐月的需水图,即可绘制综合需水图。它就是水库进行综合利用所应满足的总需水图,另外所编制的综合需水图,应分别是正常供水和缩减供水(即低保证和高保证)之两图,如图 2.8。综合需水图的编制,并不是简单地把各部门需水量同步累加,而是要考虑一水多用的可能性,但是某些用水则无法结合的,这就需要进行协调。

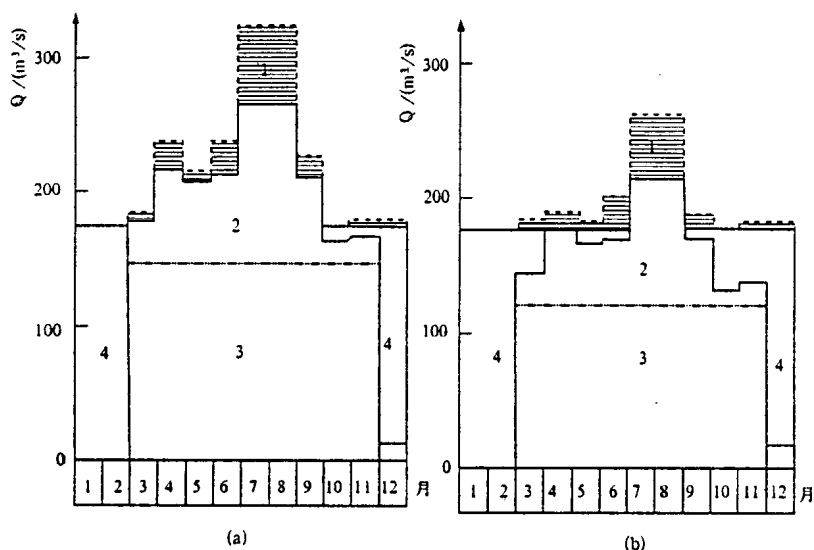


图 2.8 综合需水图

(a) 正常供水; (b) 缩减供水

1. 上游灌溉; 2. 下游灌溉; 3. 航运; 4. 水电站补充用水

## 第七节 各部门的用水规划与关系协调

各地的用水情况随河流所在的地区而不同。它主要取决于流域内的国民经济的主要形式,工矿、农业的分布及种类,水陆交通运输情况,动力经济状况,城市及居民点的分布,洪涝灾情等。因此,需要了解这些部门以及整个国民经济的发展计划,才能定出流域或水库地区各用水部门的当前和未来的用水需要。由于水利措施非短期可成,其服务年份也较久,故用水需要不是针对眼前情况,而应充分估计未来用水需要的增长水平,定出建筑物完工投入运行后五年的需求水平作为设计第一期工程的依据。同时,以十年和十五年后的需求水平作为设计校核和作为假想远景发展的指导参考性数据。

用水的需要,虽然各部门各有特点,不尽相同,但也有一些共同的基本特点。

首先,很多用水部门,在某一定的用水(用电)量和供水程序条件下,工作是最有成效的,生产率是最高的。例如,给水、供水、供电以及灌溉,都有各自的最佳消费情况。这种使用水(电)单位处在最佳生产状态时所需要的单位产品用水量(或用电量),又称为需水定额,乘以总产量得总需水量。另外,需水量的多少,常随生产规模的扩大而有渐进性的变化。再如,某些企业对需水有周期性变化的要求。这种周期性的变化可以表现为:因季节变换对经济活动所造成

的季节变化的影响,因昼夜的交替所引起的日变化或因工作日与休息日的区别所致的周变化。

在设计规划水库时,对需水渐进性的变化,可用不同阶段的用水水平来处理,而逐时逐季的变化则用月平均需水量,结合一套各个季度的典型日用水量(或电力负荷)图来表示。

在遇到特别干旱的年份,河川的枯季径流量很小时,对用户要维持正常的供水量,不仅十分困难,而且在经济上往往也很不合理。因此,除了最佳供水情况之外,还要研究缩减供水的影响和可能的范围。它主要是,一方面因供水不足引起国民经济某部门生产的破坏所造成的损失,或该部门用后备装置来弥补和调剂时所需的额外投资的大小;另一方面,由于特别枯水期允许供水量有一定的缩减,而使水利设备不必造得很大,减少了部分投资。这样经济上损失的或额外投资的费用与水利工程投资的减少,二者经济上的比较、权衡,就可确定缩减用水的合理范围及其经济影响。

另外,在许多水利工程中,常有可能实现水利资源的综合利用。然而,还必须看到,各水利部门之间也还存在一些矛盾。例如,淮河在一般年份,上、中游灌溉和工业给水等大量耗水,以致通过临淮关下泄的水量很少,下游灌溉用水就不够了。许多水库,常是良好航道,但多沙河流上的水库尾端(即上游端)常有可能淤积大量泥沙,形成新的浅滩,每当枯水期水库水位下降后,不利于上游航运。疏浚河道有利于防洪、排涝、航运等,但降低了河水位,可能不利于自流灌溉引水;若筑堰抬高水位(有坝引水式灌溉渠首),又可能不利于泄洪、排涝。利用水电站的水库滞洪,有时汛期要求腾空水库,以备拦洪、消减下泄流量,但却降低了水电站的水头,使所发电能减少。为了发电、灌溉等的需要而拦河筑坝,常会阻碍船、筏、鱼通行,等等。可见,不但水利与除害之间可能存在矛盾,在各水利部门之间,也常存在矛盾,若不能妥善解决,常会造成不应有的损失。例如,埃及阿斯旺水库虽然带来许多水利效益,但却使上游造成大片次生盐碱化土地,下游两岸农田因缺少了富含泥沙的河水淤灌而渐趋瘠薄。再如,苏联伏尔加河上一系列水库蓄水,除取得不少水利综合利用效益外,却因上游地下水位的抬高而使大片森林死亡,下游每年流入里海的水量大减而使里海水位逐年下降,沿岸许多码头被迫废弃,海水盐分增浓,鱼类大量死亡,等等。在我国,也不乏这类例子,其结果是:有的工程建成后不能正常运用,不得不改建,或另建其他工程来加以补救,事倍功半;有的工程建成后或施工中,发现危害严重,不得不忍痛炸毁或废弃;有的工程虽然能正常运用,但未能很好满足综合利用要求而存在若干缺陷,带来长期的损失;等等。所以,在水利规划中,在研究水资源综合利用的方案和效益时,要重视各水利部门之间可能存在的矛盾,妥善解决。

上述矛盾,有些是可以协调的,应统筹兼顾、“先用后耗”,力争“一水多用、一库多用”。例如,前述水库尾端新生的浅滩妨碍航运,有时可以通过疏浚航道、或者洪水期降低水库水位采用水力冲沙等办法解决。又如,发电与灌溉争水,有时可以先取水发电,发过电的下泄水量再用来灌溉。再如,前述拦河筑坝、筑闸妨碍船、筏、鱼通行的矛盾,可建船闸、筏道、鱼梯等等。但也有不少矛盾无法完全协调,就不得不分清主次、合理安排,保证主要目标、适当兼顾次要目标,甚至牺牲一些无关紧要或有其他替代办法的用水要求。例如前述淮河的例子,水量优先满足了中、上游的需要,至于下游用水,目前是从长江抽水来补给的。又如,若水电站的水库不足以负担防洪任务,就只好让其他防洪工程去满足防洪要求;反之,若当地防洪比发电更重要,而又没有其他代替办法,则也可以汛期降低库水位以备蓄洪滞洪,宁愿汛期少发电。再如,蓄水式水电站虽然能提高水能利用率并使出力更好地符合用电户要求,但若淹没损失太大而不允许时,只好采用径流式,等等。总之,要根据当时当地的具体情况,拟定几种解决矛盾的方案,



从国民经济利益最大的角度来考虑,选择合理的解决办法。

下面通过一个例子来说明各部门之间的矛盾及其解决措施。

某丘陵地带某河的中下游,两岸有良田约 200 万亩,临河并有一工业城市。因工农业生产急需电力,在该工业城市下游约 100km 处修建一坝式水电站(蓄水式)。要求水库回水不淹没该工业城市,并尽量少淹近岸田。因此只能建成一中低水头的水电站,平均水头为 25m,所形成的水库兴利库容仅约 6 亿  $\text{m}^3$ ,而多年平均年径流量约达 160 亿  $\text{m}^3$ 。水库建成前,枯水期最小日平均流量还不足  $30\text{m}^3/\text{s}$ ,要求能通过水库调节,将枯水期发电最小日平均流量提高至  $100\text{m}^3/\text{s}$ ,以保证水电站最小月平均出力不小于 20000kW。同时还要兼顾上下游综合利用部门要求,即:①沿河两岸有一定防洪要求,若条件许可,要适当考虑;②两岸农田约二百万亩是本地区重要农业基地,灌溉水源不足,并且过去从河中提水灌溉,枯水季节扬程大、成本高,水量得不到保证,希望能改善灌溉条件;③上游工业城市给水的水源要予以解决(按远景要求);④该河是本地区重要通航河流,河中浅滩、礁石众多,枯水期只能通行 100t 级以下的船舶,根据航运部门的要求,远景要求最好能通行 1000t 级以上的船舶,为此,坝下河道中枯水期最小日平均流量不能低于  $80\sim 100\text{m}^3/\text{s}$ ,以保证必要的枯水航道尺寸;⑤其他方面如渔业、环境保护等均不应忽视。

以上这些要求之间有不少矛盾,必须妥善解决。例如,水库相对较小,径流调节能力较弱,若从水库中引取过多的灌溉水量,则发电最小日平均流量将不能保证为  $100\text{m}^3/\text{s}$ ,也不能保证下游最小日平均通航流量  $80\sim 100\text{m}^3/\text{s}$ 。经分析研究,本工程应是以发电为主的综合利用工程,首先要满足发电要求。其次,给水也应优先照顾,其重要性不亚于发电。再其次应考虑灌溉、航运要求。至于防洪,因水库太小,只能在条件允许范围内,适当考虑。解决矛盾的措施具体如下:

### 1. 发电

保证发电最小日平均流量为  $100\text{m}^3/\text{s}$ ,使水电站最小月平均出力不小于 2 万 kW。同时,在兼顾其他水利部门的要求之后,发电最大引用流量为  $400\text{m}^3/\text{s}$ ,即水电站装机容量可达 85000kW,平均每年生产电能约 4 亿度。显然,若不兼顾其他水利部门的要求,所生产的电能还能增加约 1 亿度,但为了全局利益,少发这 1 亿度电,还是应该的。这方面的具体原因见后。

### 2. 给水

应该保证供水,所耗流量并不大,由水库中汲取。每年所耗水量约相当于 0.12 亿度电能,对水电站影响很小。

### 3. 防洪

防洪分两种情况。一是下游两岸农田、村镇的防洪,因水库太小,无法承担(按设计洪水估算,约需 10 亿  $\text{m}^3$  的防洪库容),只得留待以后上游建造的山区大水库去承担,并在下游加固堤防以抗御一般性洪水。二是上游防洪问题,在建造水库前,上游工业城市及市郊名胜古迹均不受洪水危害,建库后,水库最高水位也以不淹没工业城市及市郊名胜古迹为上限。但洪水期水库回水曲线将延伸到该城附近。若将水库最高水位进一步降低,则发电水头和水库库容都要减小很多,从而过分减小了发电效益;若不降低水库最高水位,则回水曲线将使该城及名胜古迹受洪水威胁。衡量得失,最后采取的措施是:在洪水期初,水库水位不能超过 88m 高程,即比水库最高水位 92m 低 4m,在 4~6 月份(雨季)均以此水位为限,可保该城及市郊不受洪水威胁。在洪水期末 9~10 月(秋雨季节)期间,再将水库蓄至 92m,以保证枯水期供水。这一措施

将使水电站平均每年少发电能约 0.45 亿度,但枯水期出力不受影响,同时还可起到库尾冲沙的作用。

#### 4. 灌溉

近 200 万亩灌溉用水全部取自水库,则 7~8 月份旱季取水量约为  $200\text{m}^3/\text{s}$ ,而枯水期取水量约  $50\text{m}^3/\text{s}$ 。若只满足灌溉的要求,将使发电要求无法满足,还要影响航运。因此,只能在保证发电用水的同时适当照顾灌溉需要。经估算,只能允许自水库取水灌溉 28 万亩田。其中 20 万亩农田位于坝址上游水库四周,无其他水源可用,必须从水库提水灌溉。建库前,这 20 万亩田系从河中提水灌溉,扬程高,费用大,而且水源不能保证。建库后,虽然仍是提水灌溉,但水源有了保证,而且扬程平均降低 10 多米,农业增产效益显著。另外 8 万亩农田位于坝址下游,距水库较近,比下游河床高出较多,宜于从水库取水自流灌溉。这 28 万亩农田自水库取水灌溉,使水电站平均每年少发约 0.22 亿度,但由于 20 万亩提水扬程降低,并且 8 万亩改为自流灌溉,共计平均每年可节约电能 0.13 度,并使农业显著增产,是合算的。其余 170 万亩左右农田位于坝址下游,距水库较远,高程较低,应是利用发电下泄的流量引水灌溉为宜。由于水库的调节作用,使枯水流量提高,下游引水灌溉的水源得到解决。

#### 5. 航运

对于库区航运,效益十分显著。从坝址至上游工业城市 100km 间形成了深水航道,淹没了浅滩、礁石数十处。并且,如前所述,洪水期水库降低水位 4m 运行,可免库尾形成阻碍航运的新浅滩。为了便于船筏过坝,建有船闸一座,可通过 100t 级船舶,初步估算平均耗用流量  $10\text{m}^3/\text{s}$ ,相当于水电站每年少发约 0.2 亿度电能。至于下游航运,按通行 1000t 级以上船舶计算,最小通航流量需要  $80\sim 100\text{m}^3/\text{s}$ 。枯水期水电站及船闸下泄最小日平均流量共  $110\text{m}^3/\text{s}$ 。在此期间下游灌溉约需提水  $42.5\text{m}^3/\text{s}$  的流量。可见下游最小日平均流量不能满足需要,即灌溉与航运之间仍然存在一定矛盾。解决的办法是:①使下游灌溉的提水取水口位置尽量选在距坝址较远处和支流上,以充分利用坝下游的区间流量来补充不足;②使枯水期通航船舶限制为不超过 1000t 级,从而最小通航流量不超过  $80\text{m}^3/\text{s}$ ,当坝下游流量增大后再放宽此限制;③配合以疏浚工程,清除下游浅滩和礁石,改善航道。这些措施使灌溉与航运之间的矛盾初步得到了解决,基本上满足了航运部门的要求。

#### 6. 渔业

该河原来野生淡水鱼类资源丰富。水库建成后人工养鱼,年产约 100 万 kg。但坝旁未设鱼梯等过鱼设备,尽管采取人工捞取亲鱼及鱼苗过坝等措施,仍使野生鱼类产量大减,是其缺陷。

#### 7. 水利环境保护

未发现水库有严重污染现象。由于洪水期降低水位运行,名胜古迹未遭受损失。水库改善了当地局部气候,增加了工业城市市郊风景点和水上运动场。但由于水库库周地下水位升高,使数千亩果园减产。

以上实例并非水利资源综合利用的范例,只是用以解释各水利部门的矛盾及其协调措施,供读者参考。

## 第八节 水利工程对环境的影响

建国以来我国已建成大、中、小型水库 86000 多座,其中大、中型水库 2600 多座,这些水库在

防洪、灌溉、发电、航运、养殖、城市及工业供水、旅游等方面起到了巨大的作用,但有些水库也给环境带来了一些不利影响。水利工作者在水库规划、设计、施工、运用管理当中,必须既看到水库除害兴利的一面,也要看到修建水库给地区自然平衡会带来不利影响的一面。水库工程的建设,必须做到经济合理、技术先进,但同时也必须考虑水库对环境的不利影响,采取适当措施,以防止或减轻这种影响。我国现已规定,在水利工程的规划设计中都必须考虑其对环境的影响,都应有环境影响评价的篇章。

## 一、水库对自然环境的影响

### 1. 水库淤积和下游河道冲刷

在多沙河流上兴建水库,将有大量泥沙淤积(sedimentation)在库内。水库淤积严重时,不仅会淤满死库容,还会减小兴利库容,淤高回水末端,降低防洪标准及缩短水库的使用年限。解决泥沙淤积的最好办法,是逐步做好水库上游流域的水土保持工作,这是治沙的根本措施。

某些水库由于蓄水拦沙,下泄清水,改变了下游河道的水沙条件,使下游河道发生冲刷(washing)。例如黄河在三门峡水库以下,于1960年9月至1964年10月共冲走泥沙23亿t,花园口至高村段,河槽下切并展宽,河滩地发生坍塌现象。

### 2. 水文状态及水质的变化

修建水库将改变水文状态。根据水库的不同用途,水流得到调节或反调节,从而河中径流得到部分或全部控制。以发电为主且水库较大时,其年内供水的分布比较均匀。居民生活及航运用水一般地也为均匀供水。而灌溉为主的水库则年内供水不均匀。担任峰荷或具有日调节以上性能的水库,将使下游水位和流量发生波动,不利于航运与取水建筑物的正常工作。

水库蓄水抬高了地下水位,可能引起库岸坍塌。我国北方水库的黄土岸边,往往因水库蓄水及水位骤然降落而坍塌。此种坍塌不仅增加了水库的淤积量,严重的还将威胁岸边居民的安全,损失耕地,并破坏邻近公路和铁路的路基;抬高地下水位,还会引起浸没危害,影响库周林木、果树及农作物的生长,降低或破坏建筑物的稳定性;抬高地下水位,还可以使邻近库区的土地沼泽化、盐碱化,使耕地荒废或减产。

由于水库库区的沉积作用,可使浑浊水澄清,改善水质。但水库往往存在更复杂的物理化学和生物等方面的过程而使水质发生不同性质的变化。

### 3. 对局部地区气候的影响

除个别情况外,即使是大型水库,对局部地区的气温也只有微弱的影响。但建库后水库水面的蒸发量比建库前的陆面蒸发量(包括植物散发量)显著增加,使进入空气的水汽增多,调节了太阳辐射,对局部地区的降水可略有改变。我国南方的大型水库,大都夏季水面较建库前凉,气层稳定,大气对流作用减弱,降水减少;冬季则水面相对较暖,气层不稳定,降水增加,致使年降水量和降水量的年内分布都可能发生变化。

### 4. 对地震条件的影响

水库蓄水初期可能会诱发地震,在地震区的大型水库尤其容易诱发地震。为了防止这种现象,必须在水库蓄水过程中进行地震监测,如有微震发生,则水库蓄水位的抬高要特别小心,缓慢进行。

## 二、水库对人类生活的影响

### 1. 水库淹没

兴建水库造成库区人口迁移,土地、文物古迹、矿藏及其他设施的淹没,以及工矿企业、铁

路、公路、电力线路和通讯线路的改建。水库淹没问题,不仅关系到水利工程规模的正确选定,也关系到库区移民的生产、生活和地区经济的恢复与发展。

## 2. 修建水库对下游人类生活的影响

(1)引水式水电站及其他引水工程(如跨流域引水等)可能使原河道出现断流脱水段,影响当地的工农业及人畜用水。脱水段与上述水库淹没问题的处理同样重要。

(2)大坝失事将对下游造成极大灾害。这在国内外都有许多惨痛的例子。大坝失事的原因是多方面的,例如调度运用方面的错误、洪水计算成果偏小、结构设计不合理、施工质量差、遭遇特大超标准洪水、泄洪设备失灵或出故障、人为或野兽的破坏等。在地震活动区,遇到大地震时大坝也有失事的危险。

为了减少大坝失事对下游的危害,除尽可能杜绝上述原因外,必须估计垮坝的影响范围、洪水演进时间和洪水位,并制订应急的撤退居民和重要物资的计划。

## 3. 水库污染

水库污染多是由人为的因素引起的,如水库上游的工业废水、耕地施放化肥和有毒农药的灌溉回归水和生活污水等,由河道进入水库造成水质恶化。在水库规划设计和运用管理阶段,都要估计并设法控制这种由于人类活动对水库水质所产生的不利影响,务使水中有害物质的含量不超过国家所规定的标准。

## 4. 助长传染疾病的可能性

水库蓄水水面增大,库周加长,如管理不善,形成大面积浅水区,水草茂盛,疟蚊及钉螺易于生长,便增加了疟疾和血吸虫等疾病的传染危险。

## 三、水库对鱼类资源的影响

水库蓄水后,与原河面相比,库面增大,流速缓慢,改变了鱼类的生态环境。喜流动鱼类因为条件改变,将逐渐减少或移到库区上游。故水库适宜人工放养鱼苗,使适宜在静水或缓流中生活的鱼类能够迅速繁殖。当原有河流有珍贵鱼类回游上溯产卵时,兴建大坝后就截断了此种鱼类的溯游通路,因此需要研究修建过鱼设备的必要性。

## 四、水库对航运和筏运的影响

修建水库,一般都会改善上下游的通航条件。但大坝不仅阻挡了水流,同时也阻碍了河道的通航和竹、木流放,这就应当在建坝的同时考虑修建通航建筑物(如船闸、升船机)及筏道的可能性。

# 小 结

一切水利部门可按水资源利用特点划分为以下三类。

(1)需水部门(water demand department):即把水作为物质加以耗用的部门。其中回归到河流或者其他水源去的一部分水量,一般要发生显著的水质变化,如生物的、化学的、温度的变化等。所有形式的给水、灌溉、地区引水等都属于这一类水利部门。

(2)用水部门(water utilization department):即把水作为媒介或物体来利用的部门。一般情况下,这种部门不会引起水质变化及明显的水量损失。属于这一类的有水力发电、航运、漂木、渔业及其他一些经济部门。

(3)公共水利设施部门(public water facility department):包括地区水情改善及水体(以休养

为目的的河、湖、塘)的水情改善。属于这一类的有防洪、排水、土壤改良、污水净化、河流治理等。

水利事业是一个结构组成复杂、人类经济及文化活动很活跃的领域;包含着大批从事于研究、计算、调节、分配、利用及保护水资源(包括地表水及地下水)的各国民经济部门。

随着技术的进步,不仅航运、灌溉、供水系统的大型水库及其他水工建筑物在技术上更加完善和复杂化,从而使这些早已形成的水利部门发生了质的飞跃,而且还建立了新的水利部门:如水力发电、公共水利设施等。

解决水利事业发展问题的复杂性不仅是由于个别国家和地区内水资源的有限性,以及空间和时间上分布不均匀所引起的,而且还在于水利综合系统各组成部分之间存在着工作状态的矛盾。从编制综合需水图的角度来看,主要有下列各点:

- (1)取水地点和回泄地点;
- (2)需要的水质;
- (3)需水的年内各月分布和日内各小时的分布;
- (4)需水保证率。

上述不同的要求,可能给水库供水带来矛盾和不太合理、不太经济,需应进行一定的协调,必要时可统筹安排调整个别用水部门的要求。

## 思 考 题

1. 什么是水资源的综合利用,为什么必须考虑水资源的综合利用?
2. 各用水部门的特性有哪些,存在有哪些矛盾及一致的地方?
3. 熟悉水力发电原理及公式推导,如何计算水能资源蕴藏量?
4. 给水与灌溉用水有何不同?
5. 防洪与治涝各有哪些措施?
6. 水资源的矛盾如何协调?
7. 水利工程建设对环境有何影响?

### 第三章 调节计算基本资料及水库特性

#### 第一节 概 述

在天然条件下,水利资源特别是河川径流,由于其形成因素(如降雨、气温等)的变化特性,在年与年间、季与季间水量都不同。这种变化常常是相当大的。

例如,黄河三门峡实测最小洪峰流量小于  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ ,而最大实测洪峰流量可达  $23500 \text{ m}^3/\text{s}$ ,相差 120 倍。长江下游大通站相差比值为 15 倍,虽比较小,但其支流如嘉陵江下游北碚站和清江搬鱼咀站,则分别达 150 余倍和 650 余倍。

河川水量的这种巨大的变化,对于配合各用水部门的需要,进行有效的经济利用是非常不利的。因为大多数的用水部门都要求有比较固定的用水数量和供水时间,这些往往与来水的天然情况不能恰好吻合。由于这种情况,为了尽可能充分地利用河流的水量兴利,就需要发挥人类的主观能动作用,人工地把天然径流进行再分配。另一方面,从防灾的角度来说,由于河川径流年内变化的巨大不均匀性,绝大部分水量往往集中于汛期几个月流过。而河槽宣泄能力有限,就每每引起洪水泛滥。为了减轻洪涝灾害,也需要对河川径流进行控制和调节。

这就是所谓径流调节(runoff regulation)。其含义,在狭义上则指运用工程措施改变河川径流在时程分配或(与)地区分布上的原有特性。概括地说便是“借建造水利工程——坝和水库,来控制 and 重新分配河川径流的变化,人工地增加或减少某一时期的流量,来适应各用水部门的需要”这种措施的总称。更简洁地说,也就是:“由建造水库,就可通过蓄和调来改变径流的天然状态,解决供与需的矛盾,达到兴利除害的目的”。

上述这种控制和调节径流的措施,作为改造河流、开发河川水利的重要途径,常常还和河道本身的控制、改造,如集中落差,整治河道甚至引河开渠等河道规划相结合来进行。

但是径流调节的涵义,并不只限于上述在时间上的再分配,也包括地区之间的补偿。由于在自然状况下水资源在地区分布上亦有不平衡性,与国民经济的需要常不适应。例如,就大范围说(小范围亦有此情况)我国华北和西北地区雨量较少,而耕地多;长江以南则水量丰沛,而耕地面积相对较少,水土资源不相平衡。因此也有在大范围内进行径流调节,以丰补缺的必要性。这就是跨流域引水的问题。如引(长)江济黄(河)、济淮(河),引松济辽,引滦济津,引黄入晋,以至引水改造沙漠等。这种地区间的径流补偿调节,其影响范围和经济意义往往更大,不过工程投资一般也更可观。

应该说,广义的径流调节还可以包括在整个流域内,人类对地面及地下径流自然过程的一切有意识的干涉。例如,流域上众多的群众性水利工程的蓄水、拦水、引水措施,各种农林措施和水土保持工程等等,其目的都在于拦蓄地表径流,增加流域入渗,以防止水土流失。这些措施广泛开展的地区,也足以显著改变流域径流形成的条件,有利于防洪兴利。不过这种称之为广义的径流调节的作用,范围广泛,情况多样,需要大量的调查对比资料和特定的综合估算方法。一般把它归之为水文分析中人类活动影响的估算问题<sup>[11]</sup>。在本课程中,我们主要阐述前

两种以水库为中心的狭义的径流调节问题。

因此,对于径流调节的涵义或其任务,可理解为:按照规划设计的意图在保证建筑物安全的前提下,协调来水和用水在时间和地区上的矛盾和不一致,以及统一协调各用水部门之间的预先要求。而这种技术途径的全部意义在于:只有通过河流的人工改造,控制和调节天然径流(包括落差),才能更好地发挥河流的潜力,提高水资源的开发利用价值,进行水资源的有效管理,兴利除害。

## 第二节 径流调节的基本资料及其特性

各水利部门的需水(来水)特性在第二章已作叙述,现就用水以外的其他情况予以简述。在径流调节计算中,需要搜集对水库及水工建筑物的尺寸和水利效益密切有关的资料。

### 一、基本资料

#### 1. 流域自然地理概况

主要是流域的水文地理资料,如流域面积、地貌、土壤、植被,河系的分布,水量与面积,河床及河谷的现状、坡降等。

#### 2. 坝址断面处水文资料

包括全观测期的逐日或旬、月平均流量与最小、最大流量及其统计特征值;年正常径流量、年径流量的统计特征值(多年平均径流量,  $C_v$ ,  $C_s$  值)和年内分布特性,以及最大洪水流量、洪水(洪峰及洪量)统计特征值、洪水总量、洪水过程线和坝址至保护区的区间洪水资料等。

#### 3. 其他水文气象资料

如降水、蒸发、冰情、固体径流与水化学等资料,以及水位流量关系曲线等。

天然径流是气象条件和下垫面的产物。河川径流的变化常依附于气象的变异。

### 二、河川径流

#### 1. 季节周期的规律

随着气温的季节变化而造成河川径流季节周期的规律性,如我国长江一带,因梅雨季节所形成的洪水,以及冬季雨量减少所形成的枯水季节。

此外,西北内陆那些源于冰川和高山融雪的山区河流,还可以看到径流的昼夜变化规律。

#### 2. 径流变化的数理统计规律

径流变化各年不同,但从很多年的研究结果,发现其历年间同一成因的径流特征量(如  $Q_{\max}$ ,  $Q_{\min}$ , 各季径流量,洪水径流深,甚至年径流量)彼此联系很少,因此可用统计规律来描述。其概率分布常接近于正态分布,常用皮尔逊Ⅲ型曲线来描述。

当资料年限相当长,又未受到人类活动的影响时,河川径流的这些统计特征值可认为是稳定的,因此能用来预估未来的径流变化。

#### 3. 异常情态的惰性规律

在某些河流常常会出现这种现象,即一旦出现特别丰润或旱枯的径流,往往会延续相当长时期,这种现象称之为异常情态的惰性规律。其延续时间短至昼与昼间、月与月间,而对于较大河流有时可扩及年与年间,而造成多水年或少水年的成组出现。例如,黄河曾出现过 11 年连续枯水期。

#### 4. 渐进性趋势规律

一种是由于宇宙和地球物理因素的改变,而引起的单方向世纪性变化。这种自然变化很慢,对水利工程未来几十年工作的影响是微乎其微,故可忽略不计。

另一种是人类活动对一些水文要素、水文情势的影响,包括流域面上的农林水土改良措施及河道上的各种水工建筑物及大小水库等的影响。这足以引起径流年内分布的变化,以及小流域由此产生的渗漏蒸发,足以减少年径流。

兴利调节(useful regulation)计算需要蓄丰水补枯水,应用的水文资料是多年平均径流量、年径流量的多年变化,以及年径流的年内分布过程。防洪调节(flood prevention regulation)计算应用的水文资料,是最大洪水流量,洪水变化规律( $C_v, C_s$ )以及洪水过程线和洪水总量。

有了大量足够的水文资料,可以推算出未来的径流情况,作为水利工程规划、设计的水文资料依据。目前,水利计算有时历法、数理统计法、统计试验法等不同方法,故其所需的水文资料也有相应的要求。

(1)时历法(time sequential method):认为在未来水利工程运行期间,河流的水量、年内变化和年际间变化情况,大致同以往一样。以这样的假定作为水利工程设计的依据,就可以应用以往实测连续若干年的水文资料进行调节计算,然后再对所得成果进行统计分析和选择,以满足工程设计的要求。也就是先调节,后频率统计的方法。

(2)数理统计法(mathematic statistics method):它的假定与前法相同,但对某一河流的径流多年变化规律是以频率曲线来体现的,因此推广到未来水利工程运行期间水文规律时,就用频率曲线的三个统计参数  $\bar{Q}$ 、 $C_v$ 、 $C_s$  概括和代表在进行调节计算时,先进行水文资料的频率计算。由于统计参数,只是概括了径流的多年变化情况,而对年内变化,则需要选择适当的典型年内过程线,加以缩放,得到设计过程线,随后进行调节计算,这是与时历法不同之点。至于设计过程线,可分丰水年的、平水年的和枯水年的几种,随设计任务不同而选择。

(3)统计试验法(statistical test method):首先对实际的河川径流量和水库供水量资料进行概率统计处理,表征为各自的均值、变差系数  $C_v$ 、与偏态系数  $C_s$ ,以及各自的序列相关系数和两者的互相关系数,并用统计试验蒙特卡罗(Mont - Carol)法生成保持原序列统计特征值的模拟序列资料,模拟序列的长短可根据需要加以确定。然后,按生成的河川径流量和水库供水量资料,再用时历法进行具体调节计算。

### 第三节 水库的设计标准

水库的设计标准(design standard)包括兴利标准(usefull standard)和防洪标准(flood prevention standard),是设计水库时用以确定水库的兴利、防洪效益和核算水工建筑物安全的依据。

#### 一、兴利标准

上一章介绍了各水利部门的用水要求,由于河川径流的多变性,如果在很少或较少出现的特殊枯水年份也要保证各部门的正常用水要求,则必需有很大规模的水库容积,由此不得不耗费很多的人力、物力和财力,显然是不经济不合理的。为了避免不合理的耗费,一般不要求在将来运行的全部时间内都能绝对保证正常用水,而是可以在非常情况下允许一定的断水或减少用水。在多年工作期间,用水部门的正常用水得到保证的程度,常用所谓正常用水保证率来表示。因为这个保证程度在设计水库时就预先选定,所以,也叫做设计正常用水保证率,或简称设计保证率(design guaranteed ratio),用  $P$  表示。



设计保证率有三种不同的衡量方法,即按保证用水的数量,按保证用水的历时,或按保证用水的年数来衡量。三者都是以多年工作期中的相对百分数来表示,形式上是一样的,但统计方法不同,含义不同。第二、三两种的计算公式见式(3.1)、(3.2)。例如,设计保证率为95%,第一种衡量方法是指多年工作期间的缺水数量占5%,第二种衡量方法指缺水的历时占5%,第三种衡量方法则指缺水的年数占5%。所谓缺水年是包括不足正常用水的任何年份,不论其缺水持续时间的长短和缺水数量的多少,都属于正常工作受到破坏。目前在水库的规划设计中最常用的、最主要的是第三种衡量方法。不论是灌溉用水,还是工业和民用供水,设计保证率都是用多年工作期间能保证正常工作的相对年数来表示的,即

$$P = \frac{\text{总年数} - \text{破坏年数}}{\text{总年数}} \times 100\% = \frac{\text{正常工作年数}}{\text{总年数}} \times 100\% \quad (3.1)$$

对于航运用水和发电用水,或是没有径流调节情况下的其他部门用水,由于它们的正常工作不是以年数,而是以日数来表示的,所以设计保证率采用第二种衡量方法,即按正常工作的相对历时表示保证率,此时:

$$P' = \frac{\text{正常工作时间(日数)}}{\text{总时间(日数)}} \times 100\% \quad (3.2)$$

以上就是水库工程设计和兴利调节中,设计保证率的含义。它是由于水文的不确定性,导致在设计时对工程的安全或正常供水,不得不带有一定的破坏风险。

关于设计保证率如何选定的问题,与用水部门的重要性的工程的等级规模等有关。在设计某一水库时,如果设计保证率规定得愈高,则用水部门的正常工作受破坏的机会就愈小,但所需的水库容积就越大;或库容不增加,但效益减少。反之,如设计保证率定得较低,则库容可以较小,但正常工作破坏的机会就多。显然这两种情况,都不仅对生产和经济有直接关系,而且涉及国民经济的其他方面和政治上的影响,因此,要恰当地规定出各用水部门的设计保证率,是一个复杂的问题。

从理论上讲,设计保证率的选定,实质就是研究缩减用水的合理范围。对一般无灾害性后果的兴利部门来说,主要应考虑下列两个因素:缺水减产引起的损失及避免减产影响所需后备措施的费用之间的经济平衡或权衡。

在某些特别枯水年份,水库原定正常供水不能保证,供水的不足引起国民经济某部门的生产计划遭受破坏所带来的损失,原则上是可以用缩减水量  $Q$  与单位时间的缺水损失值(或损失率)  $S(Q)$ ,以货币来表达和估算的。另一方面,在社会主义国家按计划经济要求,全国的生产计划是不允许破坏的,因此,由于水文的不确定性所带来的可能供水不足和减产,国家必须设置别的后备力量来弥补和调剂。把设置后备力量所需额外费用与(在设计保证率以外的)非常枯水年由于允许水库供水有一定的缩减所赢得水利工程投资的减少,这两者间经济上的权衡比较就能得出缩减用水的合理范围。换句话说,只有当后备设备的额外费用较减产损失为大或至少相等时,允许这一程度的缺水才是合理的。这一允许缺水程度也就是应选的设计保证率<sup>[12]</sup>。

但是上述对用水保证率的经济论证,无论在方法上或技术上不仅复杂,也是相当困难。主要困难是许多影响因素,包括  $S-Q$  曲线,缩减供水的用户先后次序等都不容易确切定出。因此,在工程实际中,不得不用“设计保证率”的概念,通过国家规范的形式来确定之。

各种用水部门,不同情况下的用水标准,修建水库时可根据当地条件,工程规模参照选

用<sup>[13],[14]</sup>。

### 1. 给水设计保证率

由于城市工业生产因供水不足或中断供水,造成的经济损失巨大,故给水保证率较高,一般定为 95%~99%。

### 2. 灌溉设计保证率

灌溉设计保证率的选择,要根据灌区的水利土壤资源情况、作物种类、气象、水文条件、水库调节情况以及国家对农业生产要求等因素分析确定。一般参照表 3.1 选定。

表 3.1 灌溉设计保证率

地 区	作 物 种 类	设 计 保 证 率
水源缺乏地区	以旱作为主	50%~75%
	以水稻为主	70%~80%
水源丰富地区	以旱作为主	70%~80%
	以水稻为主	75%~95%

有的地区以抗旱天数(drought resisting days)作为设计标准,这是习用的一种灌溉设计标准,它概念清楚,就是指依靠灌溉设施供水,可以抗御多少天无雨保丰收。规范中指出:“采用抗旱天数作为灌溉设计标准的地区,旱作物和单季稻灌区抗旱天数可为 30~50 天,双季稻灌区抗旱天数为 50~70 天。有条件的地区应予提高”。这种设计标准,在当前的农田基本建设和一些小型灌区的规划设计中是常被采用的。但由于无雨日的确定有一些实际困难,加之这个标准还不便于与其他用水部门的保证率标准对照比较,故在大型灌溉工程和综合利用工程的设计中较少采用。

### 3. 水电站设计保证率

水电站设计保证率的选择,主要根据水电站所在电力系统的负荷特性,水电站的容量在系统中的比重,水库调节性能等因素而确定。一般参照表 3.2 选用。

表 3.2 水电站设计保证率

系统中水电容量的比重	25% 以下	25%~50%	50% 以上
水电站设计保证率	80%~90%	90%~95%	95%~98%

### 4. 航运设计保证率

航运设计保证率常用历时保证率表示,一般按航道等级并结合其他因素,由航运部门提供选定。可参照表 3.3 选用。

表 3.3 航运设计保证率

航 道 等 级	设计保证率(历时)
一至二级	97%~99%
三至四级	95%~97%
五至六级	90%~95%

综合利用水库各用水部门的设计保证率是不相同的,一般以其中主要用水部门的设计保证率为主。再校核其他部门的用水能否满足,常取偏于安全的结果。

## 二、防洪标准

水库防洪标准是指水库所能抵御洪水的大小,通常指水库本身或下游防洪安全所拟定的设计洪水标准。河流洪水的大小每年不同,一定大小的洪水出现的可能性多少一般用重现期(return period)  $T$  或累积频率(accumulative frequency)  $P$  来表示。重现期  $T$  和累积频率  $P$  互为倒数关系,即

$$P = \frac{1}{T} \quad (3.3)$$

例如,百年一遇洪水,其重现期  $T = 100$  年,则其累积频率为  $P = 1\%$ ,在设计水库时,要选择一定重现期的洪水作为设计洪水,当水库出现这种洪水时,要求水库仍能正常运用。同时,为了提高水库的安全可靠程度,使超过设计洪水的更大洪水不致破坏工程,还应选定一个更大的洪水作为校核洪水,即使出现校核洪水,水库进入非常运行情况,也还能保证水工建筑物的安全。这样对水库所选定的设计洪水和校核洪水各相应的重现期  $T$  或累积频率  $P$ ,称为水库的防洪标准。

河流上修建水库之后,一方面通过水库调节,可以拦洪削峰,减轻洪水对下游地区的威胁。另一方面,如遇特大洪水,或调度运用不当,大坝失事也会形成远远超过天然洪水的溃坝洪水。如板桥水库,1975 年入库洪峰为  $13100\text{m}^3/\text{s}$ 。溃坝流量竟达  $79000\text{m}^3/\text{s}$ 。这样大的流量突然泄放,造成下游毁灭性的灾害。因此,在水库防洪设计中,除考虑下游地区的防洪要求外,更应确保拦河大坝安全,下游防洪和大坝本身安全,一般通过设计标准来具体体现。现将水利电力部颁发的枢纽工程设计标准摘要说明如下<sup>[15]</sup>。

设计永久性水工建筑物所采用的洪水标准,分为正常运用(normal operation)(设计)和非常运用(abnormal operation)(校核)两种情况。正常运用洪水标准,应根据工程规模、重要性和基本资料等情况确定。在表 3.4 规定的幅度内分析确定。

表 3.4 永久性水工建筑物正常运用的洪水标准

建筑级别	1	2	3	4	5
洪水重现期(年)	2000~500	500~100	100~50	50~30	30~20

设计永久性水工建筑物所采用的非常运用洪水标准,按下述原则确定:

(1)失事后对下游将造成较大灾害的大型水库,重要的中型水库以及特别重要的小型水库,当采用土石坝时,应以可能最大洪水作为非常运用洪水标准,当采用混凝土坝、浆砌石坝时,根据工程特性、结构模式、地质条件等,其非常运用洪水标准较土石坝可适当降低。

(2)失事后对下游不致造成较大灾害的水利水电枢纽工程的大坝和其他影响水库安全的水工建筑物,其非常运用洪水标准应根据工程规模、重要性及基本资料等情况,按不低于表 3.5 规定的数值分析确定。

(3)水利水电枢纽工程中不影响水库安全的建筑物(如引水式、坝后式发电站的厂房等),其非常运用洪水标准可按表 3.5 规定的数值适当降低。

水库下游防护对象的防洪标准,可参照表 3.6 选定。

表 3.5 失事后下游不致造成较大灾害的水利水电枢纽工程

永久性水工建筑物非常运用的洪水标准下限值

洪水 重现期 (年) 不同 坝型 的枢 纽工程	建 筑 物 级 别	1	2	3	4	5
土坝、堆石坝、干砌石坝		10000	2000	1000	500	300
混凝土坝、浆砌石坝 和其他水工建筑物		5000	1000	500	300	200

表 3.6 防护对象的防洪标准

防 护 对 象			防洪标准 重现期 (年)
城 镇	工 矿 区	农田面积(万亩)	
特别重要城市	特别重要工矿区	> 500	> 100
重要城市	重要工矿区	100~500	50~100
中等城市	中等工矿区	30~100	20~50
一般城市	一般工矿区	< 30	10~20

对于非溢流坝的坝顶高程,为了保证水不溢过或溅过坝顶,规定应不低于水库正常运用和非常运用的静水位加波浪的计算高度。即还需要考虑安全超高。其数值应根据表 3.7 选定。

表 3.7 坝顶安全超高下限值

单位:m

坝 型 及 运 用 情 况		坝 的 级 别			
		1	2	3	4, 5
土坝、堆石坝、干砌石坝	正 常	1.5	1.0	0.7	0.5
	非 常	0.7	0.5	0.4	0.3
混凝土坝、浆砌石坝	正 常	0.7	0.5	0.4	0.3
	非 常	0.5	0.4	0.3	0.2

## 第四节 水库特征

水库特征是指水库的地形特征(topographic characteristics)。库区地形开阔,河道纵坡缓,水库的蓄水容量大,一般工程效益较大。反之,若库区地形狭窄河道纵坡陡,坝虽高其蓄水容量也不一定大。因此,在规划设计、管理运用阶段,水库的地形特征是很重要的资料,水库的地形特征常以曲线的形式表示,它又分为静库容曲线和动库容曲线两种。

### 一、静库容曲线

静库容曲线(static storage curve)是假设水库水面完全呈静止的水平状态而绘制的不同坝前水位下水位-面积,水位-容积曲线(图 3.1)。

#### 1. 水位-面积曲线

水库的水面面积是随水位的高低而变化的。在库区地形图上可用求积仪或数方格的方法,量出不同高程的等高线与坝轴线围成的面积如  $A_1, A_2, \dots, A_n$ , 以水位为纵坐标, 面积为横坐标, 绘成水位 - 面积曲线如图 3.1  $Z-A$  所示。

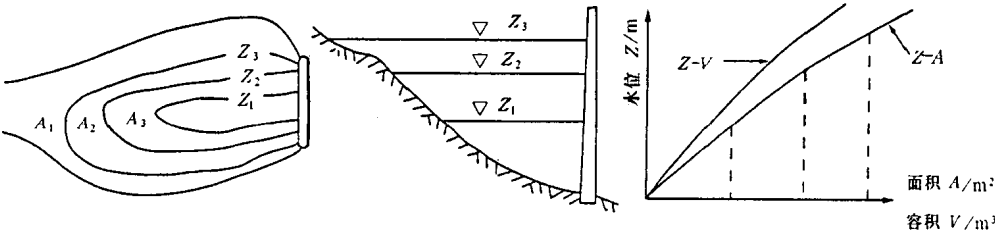


图 3.1 库容、面积关系曲线绘制示意图

通常该曲线的坡度是随库区地形的变化而变化,库区开阔,则曲线坡度平缓,库区窄陡,则曲线坡度陡峻。

2. 水位 - 容积曲线

水库的水位 - 容积曲线,实际是水位 - 面积曲线的积分曲线。可用下式表示

$$\overline{V} = \int_{z_0}^{z_1} A dz \tag{3.4}$$

在实际工作中常用有限差公式求出:

$$V = \sum_{z_0}^{z_1} \overline{A} \Delta Z \quad \overline{A} = \frac{1}{2} (A_{\text{上}} + A_{\text{下}}) \tag{3.5}$$

较精确的计算:

$$\overline{A} = \frac{1}{3} (A_{\text{下}} + \sqrt{A_{\text{下}} A_{\text{上}}} + A_{\text{上}}) \tag{3.6}$$

- 式中
- $V$ ——水库容积;
  - $\Delta Z$ ——水层厚度;
  - $A_{\text{上}}、A_{\text{下}}、\overline{A}$ ——上、下层水面面积、平均面积。

各层容积求出之后,自下而上逐层累加,即得出各水位的相应容积。

[例 3.1] 据某水库库区地形图,分别量出水位高程 40~65 m,逐层水面面积如表 3.8 中

表 3.8 水库水位、面积、容积曲线计算表

水位/m	水面面积/km²	平均水面 面积/km²	高差/m	分层容积/10⁴ m³	累积容积/10⁴ m³
①	②	③	④	⑤	⑥
40.0	0.00				
42.0	0.020	0.010	2	200.0	200.0
45.0	0.045	0.032	3	960.0	1160.0
50.0	0.097	0.071	5	3550.0	4710.0
55.0	0.154	0.125	5	6250.0	10960.0
60.0	0.213	0.184	5	9200.0	20160.0
65.0	0.273	0.243	5	12150.0	32310.0

②栏,经计算得出各种水位的相应容积如表中⑥栏,水位-面积,水位-容积曲线如图 3.2 所示。

## 二、动库容曲线

由于水库随时都有流量汇入(汛期尤为如此),致使水库沿程各个过水断面都具有一定的流速,即有一定的水力坡度,因而形成了以坝前水位为起点沿程向上的壅水曲线,直至与库尾的天然水面相切,此即回水曲线(backwater curve)。回水曲线与坝前水位水平面间的容积称为楔形容积(wedge-type storage),它与坝前水位下的静库容之和,总称为动库容,如图 3.3 所示。

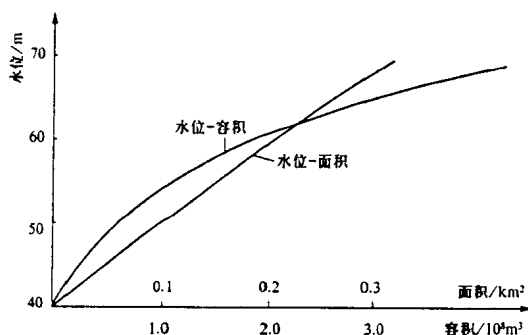


图 3.2 水库水位-面积、水位-容积曲线

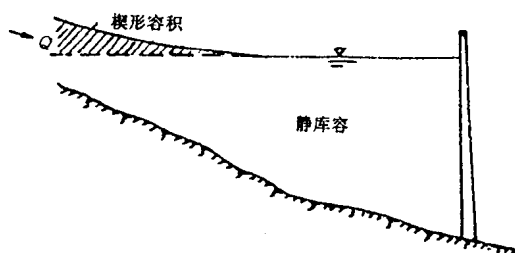


图 3.3 动库容示意图

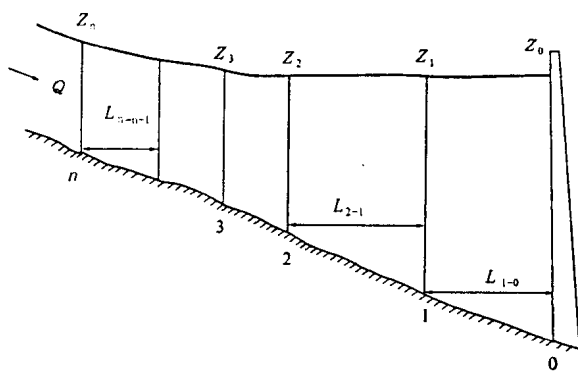


图 3.4 库段划分示意图

实践证明,在调洪计算中采用动库容比采用静库容更接近于实际。尤其库区尾部比较开阔,楔形容积所占比重较大的水库更应采用动库容进行调洪计算。

楔形容积的大小与坝前水位、库区地形、入库流量、出库流量有关。坝前水位高,入库流量大,库区地形开阔,楔形容积就大。一般出库流量对楔形容积影响较小,故在动库容曲线绘制中可以忽略不计。

动库容曲线的绘制方法步骤如下:

- (1) 根据水文资料及工程情况,拟定入库流量的范围及坝前水位的变化幅度。
- (2) 根据库区地形特点,将库区划分为若干库段,如图 3.4 所示。
- (3) 假定不同的坝前水位、入库流量,按水力学方法绘制不同坝前水位,入库流量情况下的回水曲线。
- (4) 绘制各断面的水位-面积关系曲线  $Z = f(A)$ 。  
( $A$  为过水断面面积)如图 3.5。
- (5) 从水面曲线中找出各断面的水位  $Z_{0-1}, Z_{1-1}, \dots, Z_{n-1}$ ,并查出其相应的断面面积  $A_{0-1}, A_{1-1}, \dots, A_{n-1}$ 。

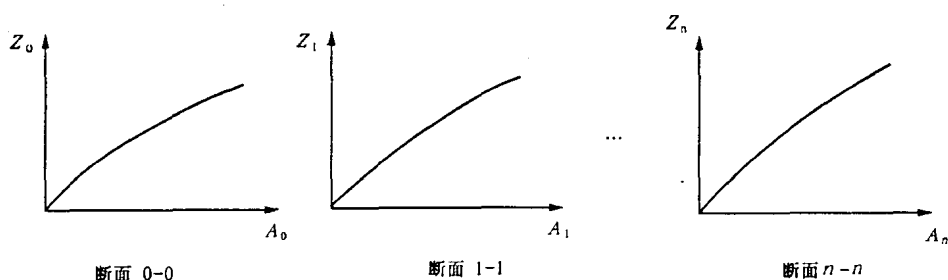


图 3.5 各断面水位 - 面积曲线

(6) 查出相应于坝前水位下各断面的静水面积  $A'_{0-1}, A'_{1-1}, \dots, A'_{n-1}$ 。

(7) 计算各断面的面积增值:

$$\Delta A_0 = A_{0-1} - A'_{0-1}$$

$$\Delta A_1 = A_{1-1} - A'_{1-1}$$

$$\vdots$$

$$\Delta A_n = A_{n-1} - A'_{n-1}$$

(8) 计算楔形体的容积:

$$V_{\text{楔}} = \frac{\Delta A_0 + \Delta A_1}{2} \cdot L_{0-1} + \frac{\Delta A_1 + \Delta A_2}{2} \cdot L_{1-2} + \dots + \frac{\Delta A_{n-1} + \Delta A_n}{2} \cdot L_{n-1-n}$$

(9) 据坝前水位查静库容曲线得出相应的静库容  $V_{\text{静}}$ 。

(10) 求出动库容  $V_{\text{动}} = V_{\text{静}} + V_{\text{楔}}$ 。

此即为某一坝前水位在某一入库流量下的动库容。依此类推, 根据若干拟定的坝前水位, 入库流量及其相应的回水曲线, 可得出若干相应的动库容。

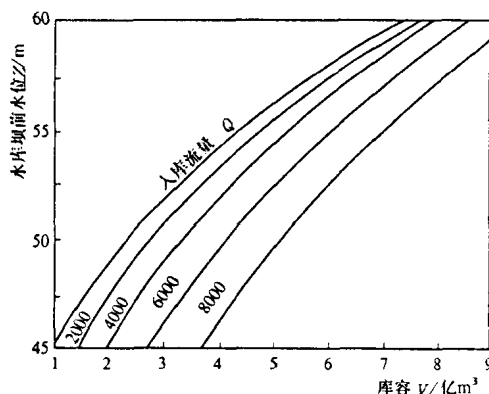


图 3.6 动库容曲线

以坝前水位为纵坐标, 动库容为横坐标, 以入库流量为参数, 即可绘出动库容曲线, 图(3.6)。

## 第五节 水库的特征水位与特征库容

水库的规划设计, 首先要合理确定各种库容和相应的库水位值。具体说来, 就是要根据河流的水文条件和各用水部门的需水及其保证率要求, 通过各种调节计算和经济方面的分析论证, 来确定水库的各特征水位(characteristic level)以及相应的库容值。这些特征水位和库容各有其特定的任务和作用, 体现着水库利用和正常工作的各种特定要求。它们也是规划设计阶段, 确定主要水工建筑物的尺寸(如坝高和溢洪道大小), 估算工程效益的基本依据。这些特征水位和相应的库容, 通常有下列几种:

## 一、死水位 $Z_{死}$ 和死库容 $V_{死}$

水库建成后,并不是全部容积都可用来进行径流调节的。首先,泥沙的沉积迟早会将部分库容淤满;自流灌溉,发电、航运、渔业以至旅游等各用水部门,也要求水库水位不能低于某一高程。水库中实际运用的允许最低水位就称为死水位(dead water level)或垫底水位。死水位以下的库容称为死库容(dead storage)或垫底库容,死库容在一般情况下是不能动用的。确定死水位所应考虑的主要因素是:

(1)保证水库有足够的、发挥正常效用的使用年限(俗称水库寿命)。主要是考虑部分库容供泥沙淤积的需要。

(2)保证水电站所需要的最低水头和自流灌溉必要的引水高程。水电站水轮机的选择,都有一个允许的水头变化范围,其取水口的安置高程也要求水库始终保持某一高程以上。自流灌溉要求库水位不低于灌区地面高程加上引水水头损失之值。死水位愈高,则自流灌溉的控制面积也越大;在抽水灌溉时,也可使抽水的扬程减少。

(3)库区航深和渔业的要求。当水库回水尾端有浅滩,或库区有港口或航渠入口,则为了维持最小航深,均要求死水位不能低于上述相应之库位。水库的建造,为发展渔业提供了优良的条件,因此水库死库容的大小,必须顾及在水库水位消落到最低时,尚有足够的面积和容积,以维持鱼群生存的需要。

(4)对于北方地区的水库,因冬季有冰冻现象,尚应计及在死水位冰层之下,仍保留足够的容积,供鱼群栖息。

对少沙河流起控制作用的,通常是第二点,即水头的要求。死水位的具体选定,对于大型水库,常须通过几个方案的经济比较。

死水位是水库运行的下限消落水位。一般水库每年枯水季末可以、也应该放空到这一设计高程,以便能充分利用水库库容和河川来水,而此水位以下,则应视为运行禁区。但在过去一段时期,不少地区因供水、供电紧张、常强制水库不断泄放死库容中存水,致使水库长期处于低水头的不正常状态。这种“死水位不死”的不合理调度,不仅大大降低了水资源利用的效率,导致恶性循环,也使机组设备的损耗加剧。

## 二、正常蓄水位 $Z_{正}$ 和兴利库容 $V_{兴}$

在正常运行条件下,为了满足兴利部门枯水期的正常用水,水库在年内(丰水期末)允许蓄到的最高库位,称为正常蓄水位(normal pool level),又称正常高水位。正常蓄水位到死水位之间的部分库容,是水库实际可用于径流调节蓄泄的库容,称为兴利库容(usefull capacity),又称调蓄库容或有效库容(图 3.7)。兴利库容所对应的水层深度,称为消落深度(degrading depth)或调蓄深度。

正常蓄水位既然是水库为兴利要求允许长期保持的最高蓄水位。因此一般也就是无闸门时,溢洪堰顶的高程;或者当有溢洪道操作闸门时,多数情况下也就是闸门关闭时的门顶高程。

正常蓄水位高程,是水库设计的一个重要参数,因为它直接关系到一些主要水工建筑物的尺寸、投资、淹没、综合利用效益及其他工作指标。大坝的结构设计、其强度和稳定性计算,也主要以它为依据。因此,大中型水库正常蓄水位的选择是一个重要问题,往往牵涉到技术、经济、政治、社会及环境影响等许多方面,需要全面考虑,综合分析确定。而一般的考虑原则,则有下列几点:

(1)根据兴利的实际需要。即从水库要负担的综合利用任务和对天然来水的调节程度要



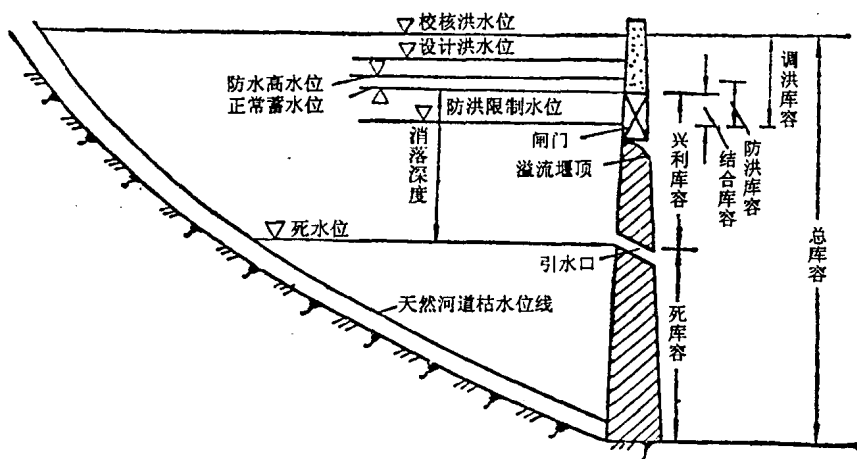


图 3.7 水库特征水位和相应库容示意图

求,以及可能投资的多少等来考虑水库规模和正常蓄水位的高低。

(2)考虑淹没情况。不使上游重要的城镇、工矿区、铁路及高产农田受到严重的淹没和浸没的影响;不使大块地区内水排泄不畅;特别要研究移民数量和安置可能。

(3)考虑地形地质条件。例如坝基和两岸地基的承载能力、库区周边的地形,库岸和分水岭的高程,有无垭口、山口等。

(4)考虑河段上下游已建和拟建水库水利枢纽情况。主要是梯级水库水头的合理衔接问题,以及不影响已建工程的效益等等。

水库正常蓄水位的选择是一个重要的、牵涉因素又较多的问题,因此,一般都需通过几个方案的经济比较,全面考虑,反复论证,才能最后确定。

正常蓄水位是一个重要的设计数据,因此,在水库建成运行时,必须严格遵守设计规定,才能保证工程效能的正常发挥,满足用户正常供水的需要。前一段时期有些水库一度出现的“正常蓄水位不正常”的现象,或任意超高蓄水,加重淹没,或水库多年达不到满蓄要求,这些都反映了水库运行调节与设计脱节的问题。

### 三、防洪限制水位( $Z_{防}$ )和结合库容( $V_{结}$ )

水库在汛期洪水未到前允许蓄水的上限水位,称为防洪限制水位(flood control level)。这个水位以上的库容是作为滞蓄洪水的库容,只有在发生洪水时,为了滞洪,水库水位才允许超过防洪限制水位,当洪水消退时,如汛期未过,水库应尽快地泄洪,使水库水位迅速回降到防洪限制水位。在进行水库设计时,通常应根据洪水特性和水文预报条件,尽可能把防洪限制水位定在正常蓄水位之下,腾出部分兴利库容以容纳洪水,并在汛末拦蓄部分洪水以蓄满兴利库容。在这种情况下,防洪限制水位与正常蓄水位之间的库容,称为结合库容(repeated storage)或重复库容,兼作防洪与兴利之用,以减少专门的防洪库容。这样,水库溢洪道上装设闸门是设置结合库容的必要条件。

### 四、防洪高水位( $Z_{防高}$ )和防洪库容( $V_{防}$ )

当水库下游有防洪要求时,下游防洪要求的设计洪水从防洪限制水位经水库调节后所达到的最高库水位,称为防洪高水位(maximum flood prevention level)。它到防洪限制水位之间的

库容称为防洪库容(flood prevention capacity)。

#### 五、设计洪水位( $Z_{\text{设}}$ )

当发生大坝设计标准洪水时,从防洪限制水位经水库调节后所达到的坝前最高水位,称为设计洪水位(design flood level)。

#### 六、校核洪水位( $Z_{\text{校}}$ )和调洪库容( $V_{\text{调}}$ )

当发生大坝校核标准设计洪水时,水库坝前所达到的最高水位,称为校核洪水位(check flood level)。它至防洪限制水位之间的库容称为调洪库容(flood capacity)。校核洪水位加上风浪高及安全超高,便是坝顶的高程。

#### 七、总库容

在防洪与兴利部分结合的情况下,水库总库容(total storage capacity)为

$$V_{\text{总}} = V_{\text{死}} + V_{\text{兴}} - V_{\text{结}} + V_{\text{调}}$$

小型水库,特别是溢洪道上不设闸门的水库,正常蓄水位与防洪限制水位相同,没有结合库容,这时总库容为

$$V_{\text{总}} = V_{\text{死}} + V_{\text{兴}} + V_{\text{调}}$$

水库蓄满时,总库容  $V_{\text{总}}$  是水库最主要的一个指标。通常按此值的大小,把水库区分为下列五级:

大 I 型——> 10 亿  $\text{m}^3$ ;

大 II 型——1 亿~10 亿  $\text{m}^3$ ;

中型——0.1 亿~1 亿  $\text{m}^3$ ;

小 I 型——0.01 亿~0.1 亿  $\text{m}^3$ ;

小 II 型——0.001 亿~0.01 亿  $\text{m}^3$ 。

## 第六节 水库水量损失

水库建成后,天然水流情况有了变化,最明显的是径流年内分布发生了变化,削减了洪峰,增大了枯水流量。同时,库区水位及库边地下水位抬高,水面加宽,水深增大,流速减小;库区内的水流挟沙、蒸发、渗漏、水温、水质等水情亦起了明显的变化。

#### 一、水库的蒸发损失

水库的蒸发损失(evaporation loss)是指水库兴建前后因蒸发量的不同,所造成的水量差值。修建水库前,除原河道有水面蒸发外,整个库区都是陆面蒸发,而这部分陆面蒸发量已反映在坝址断面处的实测年径流资料中。建库之后,库区内原陆面面积变为水库水面的这部分面积,由原来的陆面蒸发变成为水面蒸发。因水面蒸发比陆面蒸发大,故所谓蒸发损失就是指由陆面面积变为水面面积所增加的额外蒸发量,以  $\Delta E$  表示为

$$\Delta E = 1000(E_{\text{水}} - E_{\text{陆}})A \quad (3.7)$$

式中  $E_{\text{水}}$ ——水面蒸发强度,以水层深度(mm/月)计;

$E_{\text{陆}}$ ——陆面蒸发强度,亦以水层深度(mm/月)计;

$A$ ——建库增加的水面面积( $\text{km}^2$ ),取计算时段始末的平均面积。

如果水库形成之前原有的水面面积(例如湖泊、河川等),与水库总面积的相对比值不大,

则计算中可忽略不计,取水库总面积作为  $A$  之值。

水库水面蒸发一般有两种方法确定:

(1)根据水面蒸发皿实测资料算成自然水面蒸发  $E_w$ ,应用下列关系:

$$E_w = \eta E'_w \quad (3.8)$$

式中  $E'_w$ ——水面蒸发皿实测水面蒸发;

$\eta$ ——水面蒸发皿折算系数,一般为 0.65~0.80。

$\eta$  与水面蒸发皿类型、安装方式、地理位置和季节因素等有关。我国一些地区不同类型水面蒸发皿各月折算系数,可参考有关地方经验系数。

(2)根据气象资料间接推算自然水面蒸发是基于近地层空气动力学原理和地表热平衡原理<sup>[16],[17]</sup>,其公式为

$$E_w = K(e_0 - e) \quad (3.9)$$

式中  $e_0$ ——水面温度下的饱和水汽压(saturated vapor pressure);

$e$ ——水面以上某一高度空气的实际水汽压;

$(e_0 - e)$ ——饱和差,用  $d$  表示;

$K$ ——乱流扩散系数(turbulent diffusion coefficient),它是空气运动、其中主要是风速  $w$  的函数,即

$$K = f(w) \quad (3.10)$$

因此,根据近地层空气动力学原理一般有

$$E_w = f(d, w) \quad (3.11)$$

该式的具体形式是各式各样的。

从水文学知道,蒸发量并不是年年相同的常数,而是变化的。如果所掌握的蒸发资料很充分,也可以根据实测资料建立河川径流与蒸发量关系曲线。由此可根据径流查出蒸发,计算损失。如果资料不充分,在年调节计算时,为安全起见,可采用最大年蒸发量,其分配情况可采用多年平均的年内分配。多年调节计算,则可采用平均蒸发量。

## 二、渗漏损失

建库之后,由于水位抬高,水压力的增大,水库蓄水量的渗漏损失(seepage loss)随之加大。如果渗漏比较严重,则调节计算中应有所考虑,以求有较高的计算精度。水库的渗漏损失主要通过以下几方面:

(1)经过能透水的坝身(如土坝、堆石坝等),以及闸门、水轮机等的渗漏。

(2)通过坝址及坝的两翼渗漏。

(3)通过库底流向较低的透水层或库外的渗漏。

一般可按渗漏理论的达西(Darcy)公式估算渗漏的损失量。计算时所需的数据,如渗漏系数(seepage coefficient)、渗径长度(seepage path length)等必须根据坝址的水文地质、地形、水工建物的型式等条件来决定,而这些地质条件及渗流运动均较复杂,往往难以用理论计算获得较好的成果。因此,在生产实际中,常根据水文地质情况,定出一些经验性的数据,作为初步估算渗漏损失的依据。

若以一年或一月的渗漏损失相当于水库蓄水容积的一定百分数来估算时,则初步可采用如下数值:

(1)水文地质条件优良(指库床为不透水层,地下水面与库面接近)。0~10%/年或0~1%/月;

(2)透水性条件中等。10%~20%/年或1%~1.5%/月;

(3)水文地质条件较差。20%~40%/年或1.5%~3%/月。

若以水库年平均水位相应的水面面积的水层深来表示渗漏损失水量时,则可采用下列数据:

(1)水文地质条件优良:0~0.5 m/年;

(2)条件中等:0.5~1.0 m/年;

(3)条件恶劣:1.0~2.0 m/年。

在水库运行的最初几年,渗漏损失往往较大(大于上述经验数据),因为初蓄时,为了湿润土壤及抬高地下水位需要额外损失水量。水库运行多年之后,因为库床泥沙颗粒间的空隙,逐渐被水内细泥或粘土淤塞,渗漏系数变小,同时库岸四周地下水位逐渐抬高,也使渗漏量减少。鉴于此,在渗漏量严重的地区,常采用人工放淤措施来减少库床渗漏。

### 三、其他损失

水库水量损失除上述两种主要类型外,还可能有其他形式的损失。一种是结冰损失。北方地区,气候寒冷,冬季水库水面形成冰盖。年调节水库每年泄空一次,冬季枯水期水库供水时水位随之下降,水库面积缩小,有一部分冰盖附着库岸,相应于这部分冰盖的水量,当时不能利用,应视为结冰损失。多年调节的水库,仅在连续枯水年组末才放空,所以在枯水年组最后一年的结冰损失,才是真正的损失。

其次,尚有水工建筑物漏水 and 操作所损失的水量。例如,由于闸门和水轮机阀门的止水性差所造成的漏水;渔道操作、木材流放、船闸过船都要损失一定的水量。水库初蓄时,湿润库床和蓄至死水位所需的水量,对初期运行的水库而言可作为一种损失水量来处理。不过这些水量损失,或者是为数不大,或者只是一次性损失,故一般调节计算中,可以不予考虑。只在梯级水库开发中,上游有大水库投入时,才须专门研究此项初蓄水量对下游已建各库正常工作的影响。

## 第七节 水库的淹没、浸没和其他后果

修建水库(特别是大型水库)时,由于蓄水而造成一定范围的淹没(inundation),将使库区内原有耕地及建筑物被废弃,居民、工厂和交通线路被迫迁移改建,这就造成损失。因此,规划设计水库时,要十分重视淹没问题,并拟订多种方案,以便进行经济、技术和社会政治因素的综合比较。淹没损失和移民数量的多少,常常会限制水库工程的规模,甚至会妨碍在地形、地质和水资源利用条件上十分优越的大型水库方案的修建。所以,有关库区淹没情况的研究是很重要的。为此,必须掌握充分的资料,包括库区不同高程上必须迁移的居民数和淹没农田数,区别是经常性的淹没还是某种频率下大洪水时的临时性淹没。也要注意是否有淹没重要的矿藏和名胜古迹等情况。

由于我国人多地少,筑坝建库所引起的淹没问题往往比较突出。在处理时,除按政策需要对受淹区居民给予赔偿迁移并妥善安置外,还应充分利用建库后的有利条件,尽力发展移民区的生产建设,化消极因素为积极因素。特别是在经济已相当发达的地区,例如河流的中下游,

要修建大中型水库,这种淹没补偿的费用可能会占水库枢纽总投资的很大比重(15%~30%),移民数量也可能较多,这时淹没问题的考虑、处理,就更需周密的研究。

水库淹没影响所牵涉的,一般有下列几个方面:

- (1)居民的迁移安置;
- (2)迁移或改建淹没区内的交通运输建筑物,如铁路、公路、通讯设备及输电线等;
- (3)迁移或重建淹区内的工业企业;
- (4)重建水道上的建筑物,包括桥梁、河岸及港口建筑物;
- (5)排水系统、地下电线等等的重新安装;
- (6)森林的恢复;
- (7)用堤防保护耕地、贵重的故藏以及游览胜地等;
- (8)蓄水前的库区清理等。

大坝所造成的回水可能延伸相当远距离,特别在平原河流上更是如此。在设计水库计及回水所带来的淹没损失时,必须先进行相应的回水计算。这主要是要求出水库的“最高回水曲线”,它不是指水库某一入流和坝前壅水位下的瞬时水面线,而是各种入流和坝前水位组合下,水库沿程最高回水位的连线或上包线。它定出库区沿程回水的极限高程,是估算淹没浸没(immersion)影响、规划库区航运、灌溉、引水、排水和城镇、铁路交通等的防洪措施的依据。

当水库建筑在由透水岩层所构成的地区时,由于库区水面的不断壅高,库区周围的地下水位随之逐渐抬高,改变了原库区地下水的水力条件,形成了地下水随着水位的波动而变化的新的水力联系。当水库供水时,会使沿库岸线附近地区的地下水位随之降低,同时,土壤中所蓄的水会流入水库;当水库蓄水时,会抬高库区附近的地下水位而使土壤恢复它的蓄水量。库区周围的地下水这样往返补给,使库区周围的土壤包气带形成所谓“地下水库”,其地下水库的调蓄库容(称为岸库容)大小,视库区周围的土壤性质及水文地质条件而定。由于这些现象研究得还不够深入,目前在水利计算中一般都不予考虑。

同时,因库区附近地下水位的抬高,也使这些地区受到浸没影响:有可能造成周围农田的次生盐碱化,形成对农作物生长极为不利的环境,或形成部分沼泽地区,致使蚊蝇孳生,恶化环境卫生;甚至可能导致邻近地区的地面建筑物的基础受潮,而产生沉陷、造成裂缝或倒塌;以及对矿井等的淹没。另外,由于地下水位抬高,以及水库回流的作用,使库岸塌方或变形,从而影响水库的有效容积,降低调节性能,减少水库使用年限。

对于上述种种现象,给国民经济带来的损失和不利后果,必须在设计水库时,予以充分的重视,并加以研究,及时采取防护措施。关于水库回水计算及地下水浸没计算,见参考文献[18]、[19]及[20]等有关著作,这里不再赘述。

水库的建设改变了河流原有的水力、水文条件,必然引起一系列后果。设计水库时就必须对这些后果有科学的预见和预防。特别是大型水库的兴建,以及大规模跨流域调水工程的实施,由于可最大限度地发挥径流调节和水资源调配的作用,其意义是十分重大的。但是,这些大型工程的兴建,除会带来上面所述的一些副作用外,还可能影响工程所在地区的气候、水文、社会经济结构及生态环境平衡等发生变化。这些变化往往具有深远的影响,因此必须在规划设计时,加强对这方面的,特别是不利后果的预测预估,并研究其相应的措施。

## 第八节 水库的淤积及其特点

### 一、水库淤积现象和年限

当河道上修建了壅水建筑物之后,随着库区水位的抬升,水流的过水断面增大,水力坡度变缓,纵向流速和紊动流速都大大地减少。原河道水流特性的这种改变,降低了水流挟沙能力,也改变了原河道的泥沙运动规律,导致了部分悬移质和推移质泥沙在库区逐渐沉淀、淤积。这一情况说明,水库的建造,带来河流泥沙的淤积,损失一定的库容,这是规律性的结果。水库设计者的任务就在于充分了解和估计这种淤积的进程,并尽可能采取对策,来减轻淤积和淤积所带来的不利影响。

水库泥沙淤积的过程,对于不同形态的水库,各有其特点。对于库容小、穿流量大的水库,由于大部分水流很快通过水库,细颗粒的悬移泥沙,往往来不及沉淀就被带到下游。

对于大中型湖泊式水库,由于河流的过水断面骤然扩大到水库的壅水断面,水库入口处水深剧增,流速剧减,绝大部分推移质泥沙和粗颗粒悬移质泥沙(直径在 0.25mm 以上),很快沉淀、停积在水库回水尾部,形成冲积三角洲(图 3.8)。较细的颗粒,悬移较久,沉积在近坝址处的水库深处。很细的泥沙,可能长时间浮悬,部分地通过水轮机、溢洪道及泄水孔的放水,随携至下游。水库的周期性蓄泄,引起回水尾端在库入口处来回摆动,会促使已沉积的三角洲逐渐向坝址方向推移。对于多沙河流,如果没有有效的排沙措施,这种三角洲的形成、增长和推移,日积月累,终将使死库容逐渐淤满,甚至侵占兴利库容部分。

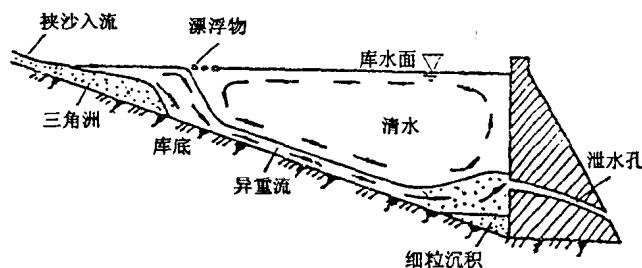


图 3.8 水库泥沙淤积示意图

对于河道形水库,水面宽度不超过原河道的 3~4 倍时,坝上游的回水曲线,较平滑地过渡到河道的水面线,因此,水流速度是逐渐减缓的。在这类水库中,泥沙的沉积,比起湖泊型水库,有着比较均匀的层次或成为沙波形式。不过,沙波形成推移的基本情况,仍与前述过程相仿。

在水库设计时,重要的是要估计可能的淤积速度,以便判断水库的寿命和是否值得兴建。影响水库淤积的因素主要是:入库流量的大小、含沙量多少、库区地形、地质特性以及水库的调度规则。对很多水库来说,水库全部淤满,或达到进库和出库沙量基本相等的所谓“平衡库容”的情况,可能需要很长的时期。但是,水库工作年限或寿命的衡量是着眼于水库淤积是否已相当程度上影响到水库正常(设计)功能的发挥。如前所述,由于水库淤积并非全在死库容范围,而是沿库分布,特别是在入库处。该处淤积严重不仅会影响有效库容,对航运也有危害。因

此,严格说来所谓水库“寿命”应指水库尚能正常工作的年限。

## 二、水库淤积年限的估算

上面所举水库工作年限的严格定义,当实际计算时,必须作水库淤积过程(包括淤积部位分布)的极详细的计算。目前,虽然已有可能进行这种计算,但无论从精度、时间或经济上看,多半非一般水库设计所能要求。只有对极重要的,或淤积影响深远的水库,才需要结合水库淤积模型(物理的或电算的),进行较详细的分析计算。一般情况下,特别在规划和初设阶段,可采用较简单的方法。例如,以一些经验公式为基础的计算方法如沙莫夫(Samorph)法、张瑞瑾法等或用以沙量平衡原理为基础,求不同颗粒泥沙在库中的沉积距离的沙量平衡法等。关于这些方法或更完善的方法,可参考“河床演变”有关的文献<sup>[21]、[22]</sup>。作为示例和应用参考,下面介绍一种粗略简算法和沙莫夫法<sup>[23]</sup>。

### 1. 水库淤积简算法

此法首先假定水库泥沙淤积呈水平状增长。相应地把水库开始运行到泥沙全部淤满死库容  $V_{\text{死}}$ ,并开始影响有效库容时止的这段时间,称为水库的使用年限。水库泥沙淤积量为  $\rho W m$ ,式中,  $W$  为年总径流量( $\text{m}^3$ );  $\rho$  为年平均含沙量( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $m$  为入库泥沙留在库中的相对值,视库容的相对大小或水库调节程度而定。由此,年淤体积  $V_{\text{年}}$  为

$$V_{\text{年}} = \frac{\rho W m}{(1-p)\gamma} \quad (3.12)$$

当沙粒的比重  $\gamma = 2.0 \sim 2.8$ , 淤泥的孔隙度  $p = 0.3 \sim 0.4$  时,则

$$V_{\text{年}} = \frac{\rho W m}{(1-p)\gamma} \approx (0.5 \sim 0.80) \rho W m (\text{m}^3) \quad (3.13)$$

水库使用年限  $T$  为

$$T = \frac{V_{\text{死}}}{V_{\text{年}}} (\text{年}) \quad (3.14)$$

式中  $V_{\text{死}}$ ——死库容;

$V_{\text{年}}$ ——泥沙年淤积体积。

式 3.14 仅适用于悬移质泥沙,对于推移质,因观测资料不足,尚难确切估算。平原河流,推移质数量一般不超过悬移质的 5%~10%;在山区河流中,则常有大块的沙卵石,其数量可达全部沙量的 1/3。因此,对推移质较多的河流,应采用专门观测资料,作为分析估算的基础。

上述方法较为粗糙,适用于淤积不太严重的水库泥沙估算。

### 2. 沙莫夫法

上面的简算法,只能粗略地计算出水库使用年限,无法了解水库的淤积过程。为了简便地求出水库的淤积过程,根据苏联水库的淤积资料,沙莫夫提出了计算水库淤积的经验公式。设水库因泥沙淤积而库容逐年减小,经过  $t$  年后所剩余库容(即未淤的库容)为  $W_t$ ,则有

$$W_t = W_0 a^t \quad (3.15)$$

式中  $W_0$ ——冲淤平衡时水库的极限淤积库容;淤满了  $W_0$  的容积以后,泥沙运动趋于稳定,泥沙被携到下游,不再淤积在水库中;

$t$ ——经过的年份;

$a$ ——参数,用下式计算:

$$a = 1 - \frac{G_0}{W_0} \quad (3.16)$$

$$G_0 = G[1 - (\frac{A_p}{A_n})^n] \quad (3.17)$$

$$W_0 = W[1 - (\frac{A_p}{A_n})^m] \quad (3.18)$$

式中  $G$ ——年输沙量(体积,t);

$G_0$ ——第一年泥沙淤积的体积(t);

$W$ ——水库的总库容( $m^3$ );

$A_p$ ——在通常情况下,河流的横断面面积,相当于 3/4 倍设计洪峰流量时,坝址处过水断面面积( $m^2$ );

$A_n$ ——正常蓄水位坝址处断面面积( $m^2$ );

$m$ ——指数,为一经验数字,一般可取 1.7;

$n$ ——指数,与河流坡降及水库长度有关,其变化范围在 1~1/3 之间;

当坡降小于 0.0001 时,  $n = 1.9 \sim 1.8$ ;

当坡降在 0.0001~0.001 时,  $n = 0.8 \sim 0.5$ ;

当坡降在 0.001~0.01 时,  $n = 0.5 \sim 0.33$ 。

求得  $G_0$ 、 $W_0$  之后,即可按公式(3.15),求得不同年份  $t$  的剩余库容  $W_t$  或淤积库容( $W_0 - W_t$ )。

沙莫夫的计算方法,未考虑推移质泥沙,故所得年限一般偏大。B. C. 拉普善可夫(B. C. lapsankve)考虑了推移质,对沙莫夫方法作了一些改正。两种计算方法都只宜在库容较大时采用。方法的不足之处是,只能求得总淤积年限,不能求得淤积过程,也不能求得具有重要意义的回水尾端区的淤积发展过程。

### 三、减少淤积的措施

用设置死库容来接纳沉积的泥沙,这虽是处理淤积问题的最普遍的办法,却只是一种消极的途径。因为它毫不减少泥沙的沉积,仅把淤积严重影响的日期推迟而已。实际上水库的淤积也的确是难以完全消除,而只能使之减轻、延缓。例如,一个较基本的办法,是在流域面上进行水土保持工作。水库的淤积也可用一些排沙措施来减轻,在几个库位高程设置泄水孔,以此把较细的沙粒,在未及沉淀于库底前,就随水排至下游。在不少水库,一般挟沙水流可能以异重流的形式通过水库。当然,这种“异重”性不仅限于含沙所致,也可由于水流中矿物质含量与主水体有差别或水温不同。由于密度不同,异重流中的浑水并不很快与库中主水体混和,而是在一定时间内保持原水流不变。如果能诱发和引导这种异重流通过泄水孔,则可能使水库沉积沙的不利效应减少 2%~10%。

另一些减少淤积的办法,是冲沙和进行水库合理操作。在坝的近底处设排沙孔,可以把淤沙排至下游。但这种冲淤的影响范围不可能离坝很近。冲刷淤沙最好在库水位较低时进行,因为能造成高速的冲沙水流,其效率最高。另外,由于洪峰的含沙量往往最大,沙峰总出现在洪峰前后,因此,如果在洪峰过后,再进行蓄库,就可避开拦截沙峰,而显著减少泥沙淤积的数量。由此可见,在多沙河流的规划设计和运用时,研究如何用水库操作来减轻淤积,是一个重要的、也是特别的课题。在第九章专门问题中,对多沙河流的水库运用调度,将进一步作补充说明。



## 小 结

人类在实践中创造了许多除水害、兴水利的措施和方法,径流调节就是一种。所谓径流调节,即按人们的需要,通过水库的蓄水、泄水作用,控制径流和重新分配径流。为了拦洪蓄水,削减洪峰而进行的径流调节,称为洪水调节。

进行径流调节须了解所需的来用水资料及其特性。来用水过程每年不同,年际水量及每一场洪水也都不一样,若要求水库遇到特别枯水年份仍保证兴利部门的正常用水,或若遇特别大洪水也要求水库能正常工作,往往需修建规模较大的水库工程和其他有关的水利设施,这在技术上可能有困难,经济方面也不一定合理,必须按照某一设计标准进行。

在讨论径流调节之前,还需了解水库的特性和确定水库特征,了解和确定水库特征是水利工程规划、设计的主要任务之一。

水库蓄水后,改变了河流的天然状态和水库内外的水力关系,从而引起轻微的水量损失和经济损失,水库的水量损失主要包括蒸发损失和渗漏损失,在冰冻地区,可能还有结冰损失。此外,将会淹没土地、森林、村庄、交通、电力和通讯设施及文物古迹,甚至城市建筑物等。由于地下水位抬高,水库附近会受到浸没影响等,这些问题,也会成为限制水库规模的主要因素之一。

泥沙淤积(特别是黄河流域的北方地区)对水库的运用会产生多方面的影响:水库淤积(特别是三角洲淤积)常侵占调节库容,会逐步减少综合利用效益;淤积末端上延,抬高回水位,增加水库淹没,浸没损失;影响航运,影响水电站水轮机设备和其他建筑物的使用寿命等,这些问题都需妥善解决。为预测水库泥沙淤积过程、相对平衡状态和水库寿命所进行的分析、计算称为水库淤积计算。

## 思考题与习题

1. 什么叫径流调节、洪水调节和兴利调节?
2. 径流调节的意义何在?
3. 调节计算前必须收集和计算哪些资料?
4. 水库的设计标准包括几项,各有何含义,如何选择?
5. 什么是水库特性曲线,如何计算和绘制?
6. 水库有哪些特征水位及特征库容,它们各起什么作用?
7. 水库的蒸发、渗漏损失怎样计算?
8. 如何防止和减轻水库泥沙淤积?
9. 水库建成后,有何利弊?
10. 水库特性曲线的绘制及使用
  - (1)任务:绘制和使用水库特性曲线;
  - (2)资料:见表 3.9、3.10。
  - (3)要求。绘制水库水位 - 面积、水位 - 容积曲线,并查算该库各特征水位间的库容,计算各特征库容、总库容及水库坝高。

表 3.9 某水库水位面积及水位容积计算表

水位 $Z/m$	水面面积 $A/\text{万 m}^2$	平均面积 $\bar{A}/\text{万 m}^2$	高差 $\Delta Z/m$	分层库容 $\Delta V/\text{万 m}^3$	累计库容 $V/\text{万 m}^3$	备 注
752.0	0.0					
755.0	0.4					
760.0	0.9					
765.0	2.0					
770.0	6.2					
775.0	14.8					
780.0	31.8					
785.0	53.2					
790.0	80.0					
795.0	113.2					
800.0	148.0					
805.0	192.8					
809.0	240.0					

表 3.10 水库特征值表

名 称	特 征 值	备 注
设计死水位(m)	782.00	
正常蓄水位(m)	803.70	
设计洪水位(m)	805.92	
校核洪水位(m)	807.16	
风浪高及安全超高(m)	1.04	{ 设计 校核
	1.70	
坝顶高程(m)		
坝底高程(m)	752	
坝高(m)		
死库容(万 $\text{m}^3$ )		
兴利库容(万 $\text{m}^3$ )		
防洪库容(万 $\text{m}^3$ )		
超高库容(万 $\text{m}^3$ )		
总库容(万 $\text{m}^3$ )		
溢洪道宽(m)	20	
设计最大泄流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )	106	
校核最大泄流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )	204	

## 第四章 兴利调节计算

### 第一节 兴利调节分类

水库兴利调节(usefull regulation)计算,是指利用水库的调蓄作用,将河川径流洪水期(flood period)或丰水年(high flow year)的多余水量蓄存起来,以提高枯水期(low flow period)或枯水年(low flow year)的供水量,满足各兴利部门的用水要求所进行的计算,也就是水库蓄水量变化过程的计算。除了只能按天然径流供水的无调节水利工程外,凡是有调节库容(regulating capacity)的水利工程,均能进行一定程度的兴利调节。

#### 一、按调节周期分类

所谓调节周期(regulating period),是指水库完整蓄放过程的时期。水库从库空开始蓄水(来水大于用水时),经过一段时间后蓄满;以后在来水小于用水时开始放水,经过一段时间后放空。完整的蓄放过程就是指水库“库空→蓄满→放空”。

##### (一)日调节

除洪水涨落时期外,河水在一昼夜内基本上是均匀的。而用水部门的需水则往往是不均匀的。例如发电用水是随用电的变化而在一昼夜内不断变化。当用水比来水少时,就将多余水量蓄存在水库里,供来水不足时取用。这种调节是在一昼夜内进行的径流重新分配,即调节周期为24h,称日调节(daily regulation)(图4.1)。在洪水期,天然来水甚丰,水电站总是以全部装机容量投入运行,即整日处于满负荷运行,而不进行日调节。一般当具有枯水日来水量的20%~25%的库容时,即能进行日调节。

##### (二)周调节

在枯水季,河中天然径流在一周之内变化不大,但用水部门在周内各日需水量不尽相同,例如休假日用水较少。这时,可以把多余水量存在水库里,用于用水较多之日(图4.2)。这类调节的调节周期为一周。进行周调节(weekly regulation)的水库也可以同时进行日调节。

##### (三)年调节

一年之内河川天然径流变化很大,洪水期水量和枯水期水量相差悬殊。径流年调节(annual regulation)的任务就是将洪水期多余水量存在水库中,待枯水期用。可见,年调节的调节周期为1年。如图4.3所示,其中横线阴影面积表示蓄水量,竖线阴影面积表示水库供水量。当水库已蓄满而来水仍大于用水时,将发生弃水(surplus water)(由泄洪建筑物排往下游),图中也示出了弃水期。通常,这种仅能存蓄洪水期部分多余水量的径流调节,称为不完全年调节(或季调节)(uncomplete regulation),将年内全部来水量完全按用水要求重新分配而又不发生弃水的径流调节,称为完全年调节(complete regulation)。显然,完全年调节和不完全年调节的概念是相对的,例如,对同一水库来讲,可能在一般年份能进行完全年调节,但遇丰水年,就可能发生弃水,即只能进行不完全年调节。

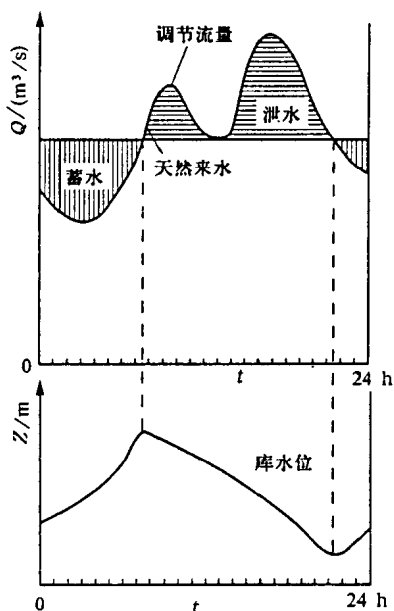


图 4.1 日调节示意图

1. 用水流量; 2. 天然日平均流量;
3. 库水位变化过程线

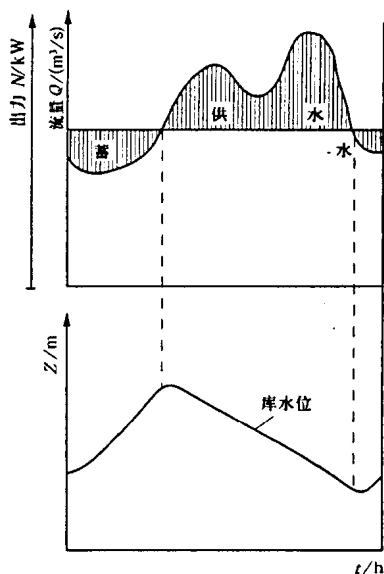


图 4.2 周调节示意图

1. 用水流量; 2. 流量

通常用库容系数  $\beta$  (storage capacity coefficient) (兴利库容  $V_{\text{兴}}$  与多年平均年径流量  $W_0$  的比值) 反映水库兴利调节能力, 即  $\beta = V_{\text{兴}} / W_0$ 。当  $\beta = 8\% \sim 30\%$  时, 可进行年调节。在天然径流年内分布较均匀时, 即使  $\beta = 2\% \sim 8\%$ , 也可进行年调节。年调节水库可同时进行周调节和日调节。

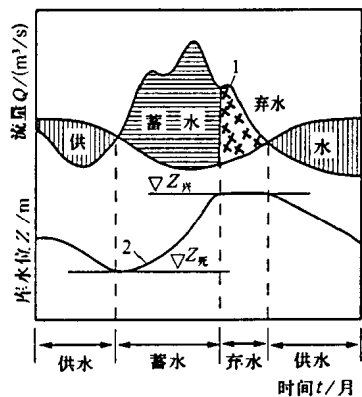


图 4.3 年调节示意图

1. 天然流量过程;
2. 水库水位变化过程

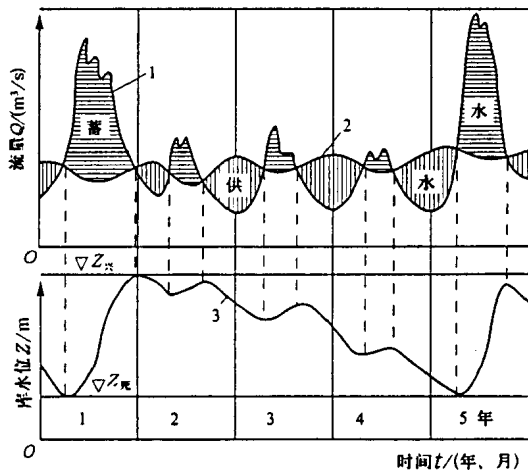


图 4.4 多年调节示意图

1. 天然流量过程线; 2. 用水流量过程线;
3. 库水位变化过程线

#### (四) 多年调节

当库容足够大时, 可将丰水年的多余水量存在水库中, 以补枯水年份水量之不足。这时水

库往往需经过若干丰水年才能蓄满,然后将存蓄水量分配在若干枯水年份里用掉,即调节周期为多年(图 4.4)。根据经验,若年水量变差系数  $C_v$  值较小,年内水量分配较均匀时,  $\beta > 30\%$  即能进行多年调节(pluriennial regulation)。否则,需要更大的库容才能进行多年调节。多年调节水库可同时进行年调节、周调节和日调节。

以上曾多次提到,长周期调节水库可同时进行短周期的径流调节。但在混合式开发中,有时由坝形成的大水库仅进行长期调节,同时另在引水道末端,选合适地址建专用日调节池,以更好地满足日调节要求,而且可以减小引水建筑物断面尺寸,降低造价。

对于水力发电来讲,通常把具有一定库容,能够拦蓄天然径流进行调节的水电站,称为蓄水电站(storage power station)。而把无调节的水电站(其日电能受控于天然径流),称为径流式电站(runoff power station)。

## 二、按水库任务分类

(1)单一任务径流调节,如灌溉径流调节、工业及城市生活用水径流调节、水力发电径流调节等。

(2)综合利用径流调节,即具有两种以上任务的水库的径流调节。

## 三、按水库供水方式分类

(1)固定供水(constant water supply)。水库按固定要求供水,与供水期水库来水量和蓄水量无关,如工业及城市生活给水多属这种类型的径流调节。

(2)变动供水(variable water supply)。水库供水随蓄水量和用户不同的要求而变动,如灌溉按农田需水要求供水,水电站按电力负荷要求供水等。

## 四、其他分类

(1)反调节(reregulation)。下游水库按照用水部门的需水过程,对上游水库泄流的再调节。

(2)单一水库补偿调节(compensating regulation)。水库与水库下游区间来水互相补偿,以满足有关部门用水要求的调节。

(3)水库群补偿调节。水库间互相进行水文补偿、库容补偿、电力补偿,共同满足水利、电力系统要求的调节。

# 第二节 年调节水库兴利调节计算

死水位选定以后,就可根据水库的来水及用水资料进行兴利调节计算。兴利调节计算所要解决的问题是:在来水、用水及设计保证率已定的情况下,计算所需要的兴利库容;或在来水、兴利库容、设计保证率已知情况下,核算水库实际的供水能力;或在来水、兴利库容、供水能力已定的情况下,核算水库供水所能达到的保证率。这一章主要讲第一类问题,即通过兴利调节计算求出兴利库容和正常蓄水位。

上一节已经指出径流年调节和多年调节的涵义,凡是只进行年调节就可以满足设计保证率供水要求的水库称为年调节水库;反之,必须对某些年份进行多年调节才能满足设计保证率供水要求的水库称为多年调节水库。本节先讲年调节水库的兴利调节计算。

## 一、水库兴利调节计算原理

水库蓄水量的变化过程的计算也称为径流调节计算,是把整个调节周期划分为若干个计算时段,按时段进行水量平衡计算。水库的时段水量平衡方程就是:在任何一时段内,进入水

库的水量和流出水库的水量之差,等于水库在这一时段内蓄水量的变化。对于某一时段  $\Delta t$  的水库,其水量平衡方程可用下式表示:

$$\Delta V = (Q - q)\Delta t \quad (4.1)$$

式中  $Q$ ——计算时段  $\Delta t$  内的入库平均流量;

$q$ ——计算时段  $\Delta t$  内的自水库取用或消耗的平均流量(包括各兴利部门的用水量、蒸发损失、渗漏损失以及水库蓄满后产生的无益弃水流量等);

$\Delta V$ ——计算时段  $\Delta t$  内水库蓄水量的变化值,蓄水量增加时为正,蓄水量减少时为负。

计算时段  $\Delta t$  的长短,根据调节周期的长短及径流和用水变化的剧烈程度而定。年调节水库,一般可取一个月为计算时段,在来水量或用水量变化较大时,也可取一旬作为计算时段。

年调节计算一般不采用通常的从 1 月到 12 月 31 日的日历年度,而是采用调节年度(regulating year)又称水利年度(water year),即以水库蓄泄过程循环作为一年的起讫点,从蓄水期初库空开始,经蓄水期(来水大于用水),将余水蓄在水库中直到库满,并经供水期(来水小于用水),将水库放空为终点。表 4.1 中的水库就是从前一年 11 月到次年 10 月进行调节计算,因多数年份灌溉用水在 10 月底结束,11 月即可开始蓄水。但有的年份,供水期要到 11 月才结束,则下年的蓄水从 12 月开始。有的年份供水期结束得早,则下一年的蓄水期也提前开始,所以调节年度不一定是固定的 12 个月,有长、有短。如表 4.2 中的 1958~1959 年调节年度,就是从 1958 年 9 月开始到 1959 年 11 月结束共 14 个月。

按照水库来水和用水的配合,水库可分为一次运用(single operation)、二次运用(double operation)等情况。如图 4.5,有一个余水期(residual water period),一个缺水期(water shortage period),水库为一次运用情况,水库在一个调节年度内,缺水期内的缺水总量为  $V_2$ ,显然,这年水库若能蓄这么多水,就能保证这一年用水需要,所以水库的兴利库容  $V_{\text{兴}} = V_2$ ,而且余水量  $V_1$  大于  $V_2$ ,水库可保证蓄满,并且尚有一部分余水要废弃,弃水量为  $V_1 - V_2$ 。

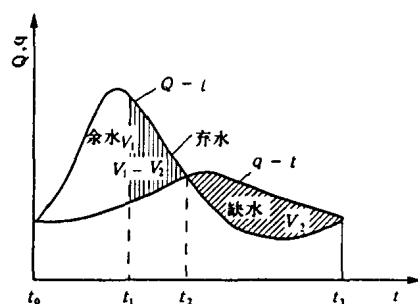


图 4.5 水库一次运用

图 4.5 中  $t_0 - t_1$  为蓄水期,  $t_1$  为满库时刻,  $t_2 - t_3$  为供水期,  $t_3$  为库空时刻,  $t_1 - t_2$  为弃水期。当水库为两次运用时(图 4.6),则有两个余水期和两个缺水期,在总的余水大于总的缺水的条件下,兴利库容的判断有两种情况:①若中间的余水小于其前面的缺水和后面的缺水,则兴利库容为两缺水之和减去中间的余水。如图 4.6(a),  $V_3 < V_2, V_3 < V_4$ , 则  $V_{\text{兴}} = V_2 + V_4 - V_3$ ;②其他情况,则取较大的缺水作为兴利库容。如图 4.6(b),  $V_1 > V_2, V_3 > V_4$ , 且  $V_2 > V_4$ , 则  $V_{\text{兴}} = V_2$ ;又如图 4.6(c),  $V_3 > V_2, V_3 < V_4$ , 且  $V_4 > V_2$ , 则  $V_{\text{兴}} = V_4$ 。

当水库为三次或多次运用时,兴利库容的判断虽可仿此进行,但有时却颇为困难。在这种情况下(包括两次运用),可用逆时推算法确定所需兴利库容:假定年末水库放空,即认为年末所需蓄水为零,逆时序往前计算,遇缺水相加,遇余水相减,减后若小于零即取为零,这样便可求得各特征时刻所需要的蓄水量,取其大者,即为该年所需兴利库容。例如,在图 4.6(b)中,当  $t = t_4$ ,蓄水量  $W_4 = 0$ ;  $t = t_3$ ,  $W_3 = V_4$ ;  $t = t_2$ ,  $W_2 = 0$ ;  $t = t_1$ ,  $W_1 = V_2$ ;  $t = t_0$ ,  $W_0 = 0$ , 则  $V_{\text{兴}} = W_{\text{max}} = V_2$ 。按这种办法判断兴利库容,不论情况如何多样,问题都会迎刃而解。这种办法尤其

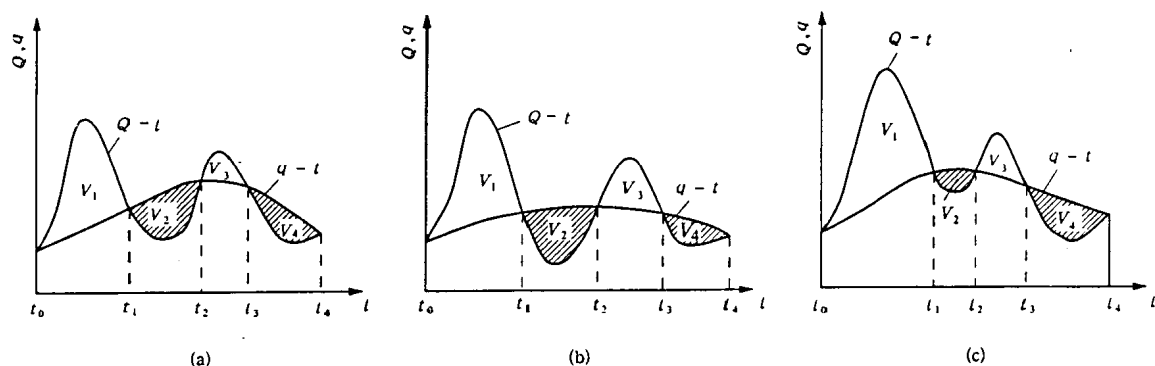


图 4.6 水库两次运用

适用于在多年调节情况下判断兴利库容。

#### 【例 4.1】某水库年调节计算

表 4.2 为某水库 1988.7~1989.6 调节年度的资料。第(1)栏为计算时段,本算例中,以月为一个计算时段;第(2)、(3)栏分别为计算时段的来水量及用水量,第(2)、(3)两栏的差值为正时,即余水量,填入第(4)栏,差值为负时,即缺水量,填入第(5)栏。顺便提到表 4.2 中的各月余、缺水量值,也是这样计算出来的。这年水库为二次运用,属于图 4.6(c)的情况,得当年所需要的兴利库容为 31335 万  $\text{m}^3$ 。由于这一年余水量 35658 万  $\text{m}^3$  大于缺水量 31945 万  $\text{m}^3$ ,尚有弃水 3713 万  $\text{m}^3$ ,即在最后一行中(4)栏 - (5)栏 = (7)栏 = (9)栏。显然年用水量加弃水量的和应等于该年来水量,它可作为列表计算是否正确的一个校核。第(6)、(8)栏分别为水库在早蓄方案和迟蓄方案时的蓄水量变化过程,绘出过程线如图 4.7 所示。

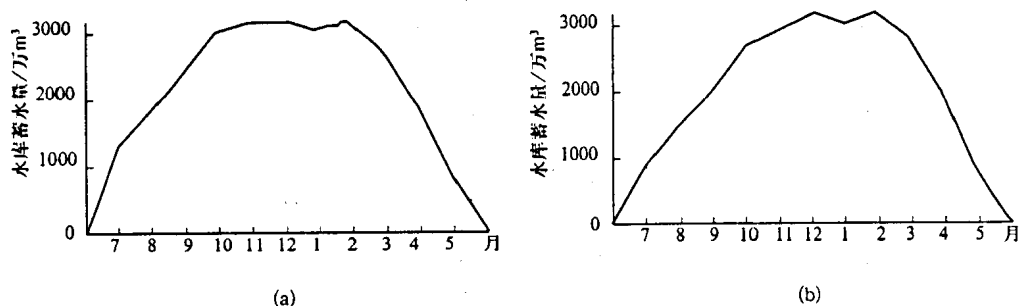


图 4.7 某水库年调节蓄水过程线

(a)早蓄方案;(b)迟蓄方案

即使在来水和用水一定的条件下,由于水库操作调度的要求不同,水库蓄水过程也可以不同,其差别主要反映在蓄水时期。在此时期内水库的蓄水和弃水可以有多种方式,但最终都能使蓄水期末水库蓄满。早蓄方案和迟蓄方案便是其中两种极端运用情况。早蓄方案是从年初库空开始顺时序计算,有余水先行灌库,库满后,多余水量作为弃水,当来水小于用水,即( $Q - q$ )为负时,水库蓄水减少,库水位开始降落,直至水库重新放空。迟蓄方案是从年末库空开始逆时序按水量平衡公式(4.1)逐时段推算,先求供水段,后求蓄水段。虽然按迟蓄方案调节

表 4.1 某水库长系列来、用水量调节计算表

单位:  $(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{月}$ [illegible]



表 4.2 某水库调节计算表

单位:万 m<sup>3</sup>

年·月	来水量	灌溉用水量	来水量-用水量		早 蓄 方 案		迟 蓄 方 案	
			余水(+)	缺水(-)	水库月末蓄水量	弃水量	水库月末蓄水量	弃水量
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
					0		0	
1988.7	21 140	8 356	12 784		12 784		9 071	3 713
1988.8	8 560	2 941	5 619		18 403		14 690	
1988.9	6 390	930	5 460		23 863		20 150	
1988.10	7 360	640	6 720		30 583		26 870	
1988.11	4 500	2 205	2 295		31 335	1 543	29 165	
1988.12	1 860	0	1 860		31 335	1 860	31 025	
1989.1	1 320	1 930		610	30 725		30 415	
1989.2	1 255	355	920		31 335	310	31 335	
1989.3	1 487	5 204		3 717	27 618		27 618	
1989.4	2 524	11 169		8 645	18 973		18 973	
1989.5	3 362	14 416		11 054	7 919		7 919	
1989.6	4 624	12 545		7 919	0		0	
合 计	64 384	60 671	35 658	31 945		3 713		3 713
校 核	64 384 - 60 671 = 3 713		35 658 - 31 945 = 3 713					

计算也可得出水库当年所需要的兴利库容,如表 4.2 第(8)栏 2 月末的蓄水量 31335 万 m<sup>3</sup> 即为当年的  $V_{\ast}$  值,但在水库的规划设计中则主要是采用早蓄方案的顺时序算法,而迟蓄方案的逆时序算法则多用于水库兴利调度图的编制工作,详见第八章。

## 二、年调节水库兴利调节计算的长系列法

年调节水库兴利调节计算的长系列法(long series method)是将水库坝址断面河流多年来水过程系列和灌区供水过程系列,逐年按时历列表法进行逐时段(月或旬)的水量平衡计算,其具体计算方法有不计损失和计入损失两种。前者常用于方案比较阶段,水库兴利库容的最后确定必须考虑水库的水量损失。

顺便提到,对于河流多年来水系列的推求可参阅参考文献[24],而对于供水系列的推求则参阅参考文献[25]或按实际调查资料推求。

### (一)不计损失的年调节列表算法

现举例说明如下。

【例 4.2】已知某水库坝址断面处 19 年各月来水量及灌溉用水量的差值,如表 4.1 所列,已定灌溉设计保证率  $p = 80\%$ ,求年调节水库的兴利库容。

将 19 年的所有年份都进行如表 4.1 的调节计算,得各年所需的库容,列于表 4.1。其中属一次运用的有 11 年,属两次运用的有 4 年,不需要库容的有 2 年,还有 1966~1967、1967~1968 两年因年来水量小于年用水量,在年调节范围内水库供水遭到破坏,已不属于年调节范围,可以不计库容,但库容排列时应留有它们的位置,若要计算,这两年应属多年调节,须联系前一年或前几年的余缺水量情况来确定多年调节库容(见本章第四节)。

将所得的 19 年的库容值,按由小到大排列,用经验频率公式  $P = [m/(n+1)] \times 100\%$  计算每一库容的经验频率如表 4.3,点绘库容频率曲线,如图 4.8。由已定的灌溉设计保证率  $P$

= 80%, 查曲线可求得相应的年调节兴利库容为  $V_{\text{兴}} = 3.98(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{月}$ 。

表 4.1 中水量的单位不是常用的万  $\text{m}^3$  或亿  $\text{m}^3$ , 水量(万  $\text{m}^3$ ) = 流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )  $\times$  时段(s)  $\div$  10000, 而是采用流量 - 时间单位, 即( $\text{m}^3/\text{s}$ )  $\cdot$  月为单位。如  $1(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{月} = 1\text{m}^3/\text{s} \times 30.4\text{d} \times 86400\text{s}/\text{d} = 2626560\text{m}^3 = 262.656 \text{ 万 m}^3$ , 其中 30.4 天为一个月的平均天数, 因全年中各月天数不等, 在规划设计阶段, 一个月的天数取常数 30.4, 可使计算大为简化。

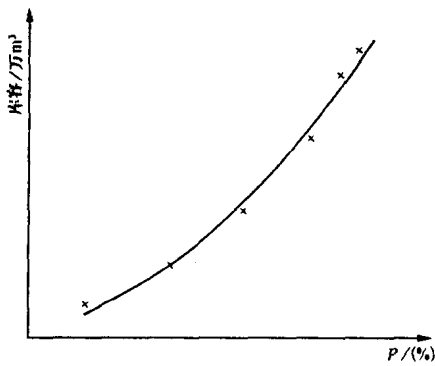


图 4.8 库容频率曲线

表 4.3 库容 - 经验频率表

序号	年 份	库 容 [( $\text{m}^3/\text{s}$ ) $\cdot$ 月]	$p = \frac{m}{n+1} \times 100(\%)$	序号	年 份	库 容 [( $\text{m}^3/\text{s}$ ) $\cdot$ 月]	$p = \frac{m}{n+1} \times 100(\%)$
1	1975~1976	0	5.0	11	1972~1973	1.75	55.0
2	1981~1982	0	10.0	12	1980~1981	2.08	60.0
3	1976~1977	0.03	15.0	13	1977~1978	3.18	65.0
4	1988~1989	0.16	20.0	14	1974~1975	3.50	70.0
5	1973~1974	0.31	25.0	15	1978~1979	3.63	75.0
6	1971~1972	0.33	30.0	16	1984~1985	3.98	80.0
7	1983~1984	0.36	35.0	17	1985~1986	4.60	85.0
8	1982~1983	0.92	40.0	18	1986~1987	-	90.0
9	1970~1971	1.13	45.0	19	1987~1988	-	95.0
10	1979~1980	1.56	50.0				

长系列法求出的年调节水库兴利库容的保证率概念比较明确, 成果精度较高, 在水库工程的技术设计阶段常用这种方法。但此法要求较长的资料系列, 计算工作量大, 在初步规划阶段, 不便于进行多方案比较。

(二) 计入损失的年调节计算

在水库对来水进行调节以满足用水要求时, 会同时产生各种水量损失, 因此水库的实际库容较前计算的应适当增大, 以抵偿这部分耗水, 保证正常用水。

由于修建水库后, 使库水位及地下水位抬高, 水库水面比天然河道增大得多, 因而蒸发、渗漏等作用都相应发生改变。水库的水量损失计算见第三章第六节, 此处主要考虑其蒸发和渗漏损失。

考虑水库水量损失计算兴利库容时, 某一时段的水库水量平衡方程可写成:

$$\Delta V = (Q - q - q_{\text{损}} - q_{\text{弃}}) \Delta t = W_{\text{来}} - W_{\text{用}} - W_{\text{损}} - W_{\text{弃}} \quad (4.2)$$

由于水库的水量损失是在蓄水和供水过程中陆续产生的, 而且与水库当时的蓄水量及水面面积有直接关系。只有知道了某时段初、末的水库蓄水量, 才能确定该时段的水库损失量。实际上, 时段末的水库蓄水量为未知值, 所以要先假定某时段末的水库蓄水量, 由此计算出水库损失量, 再进行水量平衡计算求出时段末的水库蓄水量, 如此值与开始假定的值不符, 则重新假定, 直至二者一致为止。因为这样做工作量大, 所以常采用如下更为方便的方法: 首先不

考虑水量损失进行调节计算,近似求得各时段的蓄水情况,用各时段的水库平均蓄水量(包括死库容)算出各时段的损失量,然后用考虑损失的水量平衡方程 4.2 逐时段进行计算。

[例 4.3] 仍用前面例 4.1 的资料,本例为考虑水库水量损失时计算当年兴利库容的列表法,见表 4.4。

(1)首先不考虑损失,计算各时段的蓄水量。表中第(1)~(5)栏即表 4.2 中的(1)~(5)栏,第(6)栏为表 4.2 中的第(6)栏加死库容(4000 万  $\text{m}^3$ )。

(2)考虑水量损失,用列表法进行调节计算,各栏计算说明如下:

第(7)栏  $\bar{V} = \frac{1}{2}(V_1 + V_2)$ ,即各时段初、末蓄水量的平均值。

第(8)栏  $\bar{A} = \frac{1}{2}(A_1 + A_2)$ ,即各时段初、末蓄水面积的平均值,可由  $\bar{V}$  查水库的  $Z - V$  曲线和  $Z - A$  曲线得出。

第(9)栏蒸发损失标准由当年的实测蒸发资料计算而得。年蒸发损失深度  $= k(E_{\text{面}} - E_{\text{陆}})$ ,并按当年各月蒸发皿蒸发量的分配比例分配到各月中去。其中  $k$  是水面蒸发折算系数为 0.80,蒸发皿的年蒸发量为  $E_{\text{面}} = 1515 \text{ mm}$ 、 $E_{\text{陆}}$  为陆面蒸发量,其值为当年降水量  $P$  与径流量  $R$  差值,  $P - R = 1312.4 - 787.8 = 524.6 \text{ mm}$ ,故年蒸发损失深度  $\Delta h = 0.8 \times 1515 - 524.6 = 687.4 \text{ mm}$ 。分配到各月后得当年的蒸发损失标准如表中的第(9)栏。

第(10)栏蒸发损失量  $W_{\text{蒸}} = (8) \times (9) \div 1000$ 。

第(11)栏渗漏损失标准,据库区地质及水文地质条件为中等,按水库当月蓄水量的 1% 计。

第(12)栏渗漏损失水量  $W_{\text{渗}} = (7) \times (11)$ 。

第(13)栏损失水量总和  $= (10) + (12)$ 。

第(14)栏考虑水库水量损失后的用水量  $M = (3) + (13)$ 。

第(15)栏多余水量: (2) - (14) 为正时,填入此栏。

第(16)栏不足水量: (2) - (14) 为负时,填入此栏。

(3)求水库的年调节库容。

从(15)、(16)栏可以看出,水库为两次运用的情况,求得兴利库容  $V_{\text{兴}} = 32884 \text{ 万 m}^3$ 。

(4)求各时段水库蓄水及弃水情况,其计算方法与不计损失的计算方法相同。

第(17)栏为加上死库容后的各时段水库蓄水量,反映水库的蓄、泄水过程。

第(18)栏为水库的弃水量。

(5)校核:由于计算表内数字较多,多次运算容易出错,应检查结果是否正确,水库经过充蓄和泄放,到 6 月末水库兴利库容应放空,即放到死库容 4 000 万  $\text{m}^3$ ,如果此时水量不是 4000 万  $\text{m}^3$ ,说明(17)栏计算有错误。另外,还需要利用水量平衡方程

$$\Sigma W_{\text{来}} - \Sigma W_{\text{用}} - \Sigma W_{\text{损}} - \Sigma W_{\text{弃}} = 0$$

进行校核,本算例计算结果  $64384 - 60671 - 3710 - 12 = 0$ ,说明计算无误。

由表 4.4 计算得当年的兴利库容  $V_{\text{兴}} = 32884 \text{ 万 m}^3$ ,比不计损失  $V_{\text{兴}} = 31335 \text{ 万 m}^3$  增大了 1 549 万  $\text{m}^3$ 。这样计算得出的库容已接近实际一些了。若要求更精确的成果,可将第(17)栏的水库蓄水量移作第(6)栏,用同法再作一次计算,就可得到更满意的结果。但这种重复计算被证实是没有必要的。实际工作中,只需如上重复一次,就可得到比较满意的结果了。

表 4.4 计入损失的年调节计算表

年·月	来水量 $W_{*}/$ $\text{万 m}^3$	灌溉 用水量 $W_{\text{用}}/$ $\text{万 m}^3$	来水 - 用水		水库 蓄水量 $V/$ $\text{万 m}^3$	月平均 蓄水量 $V/$ $\text{万 m}^3$	月平均 水面 面积 $A/$ $\text{万 m}^2$	水库水量损失						考虑损失 后的用 水量 $(M = W_{\text{用}} + W_{\text{损}})/$ $\text{万 m}^3$		$W_{*} - M$		水库 蓄水量 $V/$ $\text{万 m}^3$	弃水量 $W_{\text{弃}}/$ $\text{万 m}^3$
			+	-				蒸发	渗 漏		总损失 $(W_{\text{蒸}} + W_{\text{渗}})/$ $\text{万 m}^3$	+ $\text{万 m}^3$	- $\text{万 m}^3$						
									标准/ $\text{mm}$	$W_{*}/$ $\text{万 m}^3$				标准/ (%)	$W_{\text{渗}}/$ $\text{万 m}^3$				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		
										以当月水库蓄水量的1%计									
1978.7	21 140	8 356	12 784		4 000	10 392	490	89.4	44		104	148	8 504	12 636		4 000			
1978.8	8 560	2 941	5 619		16 784	19 594	752	87.4	66		196	262	3 203	5 357		16 636			
1978.9	6 390	930	5 460		22 403	25 133	910	61.5	56		251	307	1 237	5 153		21 993			
1978.10	7 360	640	6 720		27 863	31 223	1 087	38.9	42		312	354	994	6 366		27 146			
1978.11	4 500	2 205	2 295		34 583	34 959	1 198	27.1	33		350	383	2 588	1 912		33 512			
1978.12	1 860	0	1 860		35 335	35 335	1 205	28.7	35		353	388	388	1 472		35 424	12		
1979.1	1 320	1 930		610	35 335	35 030	1 200	35.0	42		350	392	2 322		1 002	36 884			
1979.1	1 255	3 35	920		34 725	35 030	1 200	35.4	42		350	392	727	528		35 882			
1979.3	1 487	5 204		3 717	3 535	33 477	1152	48.7	56		335	391	5 595		4 108	36 410			
1979.4	2 524	11 169		8 645	31 618	27 296	975	58.0	57		273	330	11 499		8 975	32 302			
1979.5	3 362	14 416		11 054	22 973	17 446	690	97.0	67		174	241	14 657		11 295	23 327			
1979.6	4 626	12 545	7 919		11 919	7 960	410	80.3	33		80	113	12 658		8 032	12 032			
合计	64 384	60 671	35 658	31 945	4 000			687.4	573		3 128	3 701	64 372	33 424	33 412	4 000	12		

注:  $V_{\text{库}} = 4\,000\text{ 万 m}^3$ ; 校核:  $\Sigma(2) - \Sigma(3) - \Sigma(4) = \Sigma(13) - \Sigma(18) = 64\,384 - 60\,671 - 3\,701 - 12 = 0$ 。

值得提出的是:在本例的调节年度中,有弃水 12 万  $\text{m}^3$ ,这种有弃水的年调节就是前述的不完全年调节。

### (三)计入损失的简算法

在作初步计算时,或在水量损失所占总水量的比重不大时,可采用比较简单的近似算法,根据不计损失计算求得的水库兴利库容,将兴利库容的一半加上死库容,得水库供水期的平均库容,即  $\bar{V}_{\text{供}} = V_{\text{死}} + \frac{1}{2} V_{\text{兴}}$ ,由此值查水库特性曲线得相应的水库平均的水面面积。计算水库供水期的渗漏及蒸发损失水量,再把水库的损失水量与原计算所得的库容相加,即得包括水库损失水量在内的兴利库容值。当然,蓄水期的损失水量也是应当考虑的,以便检查扣除损失后的余水量是否能蓄满兴利库容。

如上例中不考虑水量损失的兴利库容为 31335 万  $\text{m}^3$ ,死库容为 4 000 万  $\text{m}^3$ ,平均库容 =  $4000 + \frac{1}{2} \times 31335 = 19668$  万  $\text{m}^3$ ,水库供水期 1~6 个月的渗漏损失水量为  $19\ 668 \times 6 \times 1\% = 1180$  万  $\text{m}^3$ ,相应于平均库容的平均水面面积为 753 万  $\text{m}^2$ ,计算蒸发损失水量为 1~6 月的蒸发损失标准  $\times$  平均水面面积  $\div 1000 = (35.0 + 35.4 + 48.7 + 58.0 + 97.0 + 80.3) \times 753 \div 1000 = 267$  万  $\text{m}^3$ ,水库总损失水量 =  $1180 + 267 = 1447$  万  $\text{m}^3$ 。计入损失后的库容为  $31\ 335 + 1447 = 32782$  万  $\text{m}^3$ ,它与上例计入损失的详算成果 32884 万  $\text{m}^3$  相差只 102 万  $\text{m}^3$ ,二者是十分接近的。经计算,余水期的 6 个月(7~12 月),扣除水量损失后尚余水 33 307 万  $\text{m}^3$ ,足够充蓄兴利库容。

### 三、年调节水库兴利调节计算的代表年法

年调节水库兴利调节计算的长系列法需要较长的来水和用水资料,当资料缺乏或资料不足时,这种方法就不能应用。即使有较长的实测资料,因计算工作量大,在中小型水库的规划设计中,不大便于多方案比较,而常采用实际代表年法(actual representative year method)或设计代表年法(designing representantive year mehtod)来进行调节计算,通过一年的调节计算,确定出符合设计保证率的年调节兴利库容。

#### (一)实际代表年法

实际代表年法就是选用某种年型的实测来水过程及用水过程为代表,进行调节计算来推求水库的兴利库容及其蓄、泄水过程。

##### 1. 单一选年法

单以年来水频率曲线为依据,选择符合或接近设计保证率,年内分配偏于不利的实际年来水过程与同年的用水过程,作调节计算,推求水库的兴利库容及该年的蓄、泄水过程;或单以年用水频率曲线为依据,选择符合或接近设计保证率、年内分配偏于不利的实际年用水过程与同一年的年来水过程,作调节计算,推求水库的兴利库容及该年的蓄、泄水过程称为单一选年法。现利用表 4.1 中 19 年的来、用水资料,分别以来水为主,用水相应及以用水为主,来水相应作四种频率的调节计算,成果列于表 4.5 中,并与长系列法成果比较。由 4.5 所列的对比库容可知:无论哪一种单一选年法计算的成果与长系列法计算的成果相比较,都有偏大或偏小的现象,因为单一选年法只考虑了来水(或用水)一个方面的因素,而忽略了另外一个方面的因素——用水(或来水),所以成果不稳定,而且库容的保证率概念不明确。

##### 2. 库容排频法

在来水频率曲线或用水频率曲线上各选出 3~5 个接近灌溉设计保证率的实际年来、用水

表 4.5 单一选年法计算成果表

选年方法	来水为主、用水相应				用水为主、来水相应			
频率(%)	70	75	80	85	70	75	80	85
相应年份	1978~1979	1972~1973	1985~1986	1984~1985	1972~1973	1978~1979	1984~1985	1985~1986
兴利库容( $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{月}$ )	3.63	1.78	4.60	3.98	1.78	3.63	3.98	4.60
长系列法兴利库容( $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{月}$ )	3.50	3.63	3.98	4.60	3.50	3.63	3.98	4.60

过程,并对其分别进行调节计算,求出它们的兴利库容。这种方法称为库容排频法(storage frequency method)。然后在选用的频率范围内,各把 3~5 个库容按大小次序重新排位,求出对应于设计保证率的库容,为了便于比较,用表 4.1 的资料为例说明计算方法。

【例 4.4】统计 19 年来水量及年用水量,作年来水量频率曲线及年用水量频率曲线,要求用库容排频法推求  $p = 80\%$  的兴利库容。

在  $p = 80\%$  左右各取一点如 75%、85%,即在年来水量频率曲线上取用与 75%、80%、85% 三点对应的三个年的实际来水过程及三年来水同年的实际用水过程,分别进行调节计算,求得三个兴利库容,如表 4.6 中第(4)行前三个数,将三个库容按由小到大次序重新排位,如表 4.6 中第(5)行前三个数。同法在年用水频率曲线上取用三年作类似的计算,也可求得三个年的库容及重排库容,如表 4.6 所列。在两种情况的重排库容中查出与  $p = 80\%$  对应的库容  $V_{\text{兴}} = 3.98 (\text{m}^3/\text{s})\cdot\text{月}$ 。

库容排频法计算成果与长系列计算成果比较,如表 4.6 中第(5)、(6)行,可以看出在灌区中旱年以上如干旱年、特旱年等,两种方法成果一致,中旱年及中旱年以下库容排频法成果有误差,此法是长系列法的一种简化,它在一定程度上避免了以来水为主或以用水为主选取一个代表年的任意性,考虑了来、用水在某种干旱年份频率范围内的不同组合,具有比较明确的保证率概念,用于干旱年、特旱年以上的年型,计算成果比较满意。

表 4.6 库容排频法计算成果表(库容单位:  $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{月}$ )

库容排频法	频率曲线	(1)	来水频率曲线			用水频率曲线		
	选点频率(%)	(2)	75	80	85	75	80	85
	对应年份	(3)	1972~1973	1985~1986	1984~1985	1978~1979	1984~1985	1985~1986
	兴利库容	(4)	1.78	4.60	3.98	3.63	3.98	4.60
	重排兴利库容	(5)	1.78	3.98	4.60	3.63	3.98	4.60
长系列法的兴利库容		(6)	3.63	3.98	4.60	3.63	3.98	4.60

对于灌溉用水情况,在来、用水资料不充分时,可以用流域内年雨量系列代替来水系列,以灌区作物生育期蒸发与降雨之差代替年用水量系列选年,然后针对所选年份的来水与用水调节计算其库容,将所算得的库容重新排位,也可求得符合灌溉设计保证率的兴利库容及其蓄、泄水过程。这种做法对北方干旱地区和半干旱地区尚缺少实际应用的经验,对南方某些灌区作物生育期蒸发与降雨之差可以出现负值的,也不便采用。

### 3. 实际干旱年法

通过灌区旱情调查及河流水情分析,可以采用某一实际发生的干旱年,以这年的用水及来水资料为依据,推求水库设计兴利库容。实际干旱年法(actual dry year method)计算的成果更能符合实际,缺点是保证率不易确定。

## (二)设计代表年法

当采用实际代表年法有困难时,可采用设计代表年法。设计代表年法就是先在设计站或参证站或灌区选择符合设计要求的(或几个)实际年的径流年内分配资料及用水年内分配资料为典型,然后以设计年来水量  $W_{来,p}$  和设计年用水量  $W_{用,p}$  分别放大或缩小典型年的来水过程线和用水过程线成为设计过程线,典型年的选择应满足下列条件:

- (1)典型年的年水量与设计年的年水量要比较接近(包括年来水及年用水)。
- (2)典型年的来、用水年内分配对工程比较不利,即要求调节计算得出较大的兴利库容。

中小型灌溉水库的设计,选出符合上述要求的典型年可能比较容易。如果水库以上流域与灌区不在同一气候区,来水与用水关系不很密切时,选典型年可能有困难。在这种情况下,可选几个典型年,并按  $W_{来,p}$  与各年来水量之比缩放各年的来水过程线,按  $W_{用,p}$  与各年用水量之比缩放各年的用水过程线,对相应的来、用水过程进行调节计算后,分析确定一个较大的库容作为设计的兴利库容。

必须指出,设计代表年法采用来、用水同频率只在来、用水有较好相关关系时才是正确的,否则由此求得的兴利库容不见得就符合设计保证率。

在我国干旱地区灌溉用水比较固定(灌溉用水各年相差不多),可以采用以来水为主的同时倍缩放法确定来水过程,再与固定用水过程配合计算兴利库容。但我国湿润及半湿润地区,农业用水各年不同,调节计算必须考虑来、用水组合。

年调节计算的代表年法和长系列法,在调节计算的原理和方法上是基本相同的,只是在设计代表年法中计算蒸发损失标准时略有一些差别,在长系列法和实际代表年法中,  $E_m$  是水文站或气象站当年所观测到的蒸发皿蒸发量,而在设计代表年法中,  $E_m$  则应采用符合设计条件的年蒸发量,一般是采用实测系列中最大的或较大的年蒸发量,其年内分配则常采用多年平均的年内分配。

### 四、正常蓄水位的确定

采用上述方法确定了水库的兴利库容后,加上死库容就得二者之和的库容,用此库容在水库水位-容积曲线上可查得相应的正常蓄水位,如图 4.9 所示。

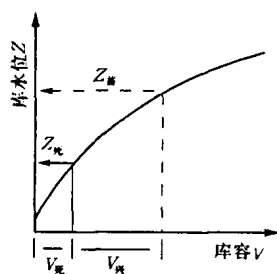


图 4.9 从水位-容积曲线上求  $Z_E$

## 第三节 兴利调节时历图解法

兴利调节时历图解法(以后简称图解法)常用于年调节和多年调节计算中,方法简明而迅速,特别是用于多方案比较阶段,优点更为突出。

### 一、水量累积曲线和水量差积曲线

图解法是利用水量累积曲线(accumulating curve)和差积曲线(residual accumulating curve)进行的。因此,在讨论图解法前,先说明这两种曲线的绘制。

#### (一)水量累积曲线

无论列表法或图解法,计算原理都是水量平衡,即通过天然来水和兴利部门要求(可计入水量损失)之间的比较而求解。来水和用水随时间的变化可用流量过程线表示,也可用水量累

积曲线表示。两种曲线均以时间为横坐标,如图 4.10 所示。在流量过程线上,纵坐标表示相应时刻的流量值,而水量累积曲线上纵坐标则表示从计算起如时刻  $t_0$  (坐标原点) 到相应时刻  $t$  之间的总水量。由于水量等于流量与时间的乘积,因此,水量累积曲线就是流量过程线的积分曲线;而流量过程线则是水量累积曲线的一阶导数。两者关系的数学式为:

$$W = \int_{t_0}^t Q dt \tag{4.3}$$

$$Q = dW/dt \tag{4.4}$$

在绘制累积曲线时,为了简化,可采用近似求积法,即将流量过程线历时分成若干时段,求各时段平均流量  $\bar{Q}$ ,并用它代表时段内变化的流量,则式(4.3)可改写成:

$$W = \Sigma \Delta W = \sum_b \bar{Q} \Delta t \tag{4.5}$$

计算时段  $\Delta t$  的长短,可视天然流量变化情况、计算精度要求及调节周期长短而定,在长周期调节计算中,一般采用一个月、半个月或一旬。

显然,只需具备流量资料即能绘出水量累积曲线,计算步骤如表 4.7 所示。表中计算时段取一个月(即  $\Delta t = 2.63 \times 10^6 s$ ),表 4.7 中第(5)栏就是从某年 7 月份起,逐月累积来水量增值  $\Delta W$  而得出的到各月末的累积水量值,若以月份(表中第(1)栏)为横坐标,各月末相应的  $\Sigma \Delta W$  (第(5)栏)为纵坐标,便可绘出水量累积曲线(图 4.10)。

为了计算和绘图方便,常以  $m^3/s \cdot 月$  为水量的计量单位。取定比例尺,按表 4.7 中(1)栏和(6)栏对应数据点绘成的水量累积曲线,其纵坐标即以  $m^3/s \cdot 月$  为单位。

归纳起来,水量累积曲线的主要特性是:

表 4.7 水量累积曲线计算表

时 间		月平均流量 $\bar{Q}_月 / (m^3/s)$	水量增加值 $\Delta W$		水量累积值 $W = \Sigma \Delta W$	
			$10^6 m^3$	$m^3/s \cdot 月$	$10^6 m^3$	$m^3/s \cdot 月$
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
某 年	7	$Q_7$	$Q_7 \times 2.63$	$Q_7$	$Q_7 \times 2.63$	$Q_7$
	8	$Q_8$	$Q_8 \times 2.63$	$Q_8$	$(Q_7 + Q_8) \times 2.63$	$Q_7 + Q_8$
	9	$Q_9$	$Q_9 \times 2.63$	$Q_9$	$(Q_7 + Q_8 + Q_9) \times 2.63$	$Q_7 + Q_8 + Q_9$
	10	$Q_{10}$	$Q_{10} \times 2.63$	$Q_{10}$	$(Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) \times 2.63$	$Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}$
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

(1) 曲线上任意两点 A、B 的纵坐标差  $\Delta W_{AB}$ , 表示  $t_A$  至  $t_B$  期间(即  $\Delta t_{AB}$ )的水量(图 4.11)。

(2) 连接曲线上任意两点 A、B 形成割线 AB, 它与横坐标夹角的正切, 正好表示  $\Delta t_{AB}$  时段内的平均流量。因为  $BC \times m_w / AC \times m_t = \bar{Q}_{AB}$ , 即斜率  $\lg \beta = \frac{BC}{AC} = \bar{Q}_{AB} \cdot \frac{m_t}{m_w}$ , 式中  $m_w$  和  $m_t$  分别为水量和时间比尺。如图 4.11 所示, 全历时(即  $t_0$  到  $t_D$ )的平均流量可用连接曲线首、末两端的直线 OD 的斜率表示。

(3) 如使曲线上 B 点逐渐逼近 A 点, 最后取时段  $\Delta t$  为无限小, 则割线 AB 将成为曲线在 A 点处的切线 AB'。这时, AB 的斜率  $\lg \alpha = \frac{dW}{dt}$  表示时刻  $t$  的瞬时流量。即水量累积曲线上任意一点的切线斜率代表该时刻的瞬时流量。可见, 若某时段流量为常数, 则该时段内水量累积曲



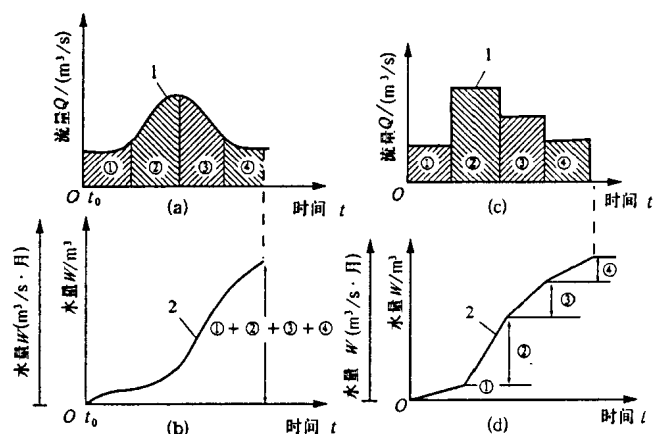


图 4.10 流量过程线及水量累积曲线

1. 流量过程线; 2. 水量累积曲线

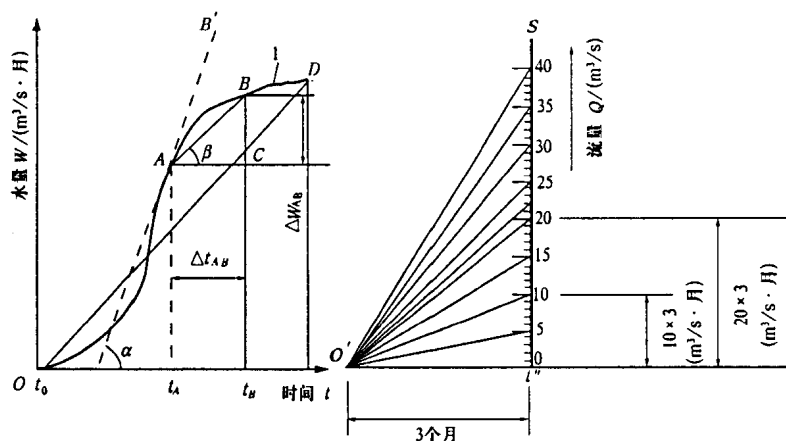


图 4.11 水量累积曲线及其流量比尺

1. 水量累积曲线; 2. 流量比尺

线应为直线段。也即按时段平均流量绘成的水量累积曲线呈折线状(图 4.10c、d); 而按瞬时流量绘制时, 则水量累积曲线呈曲线状(图 4.10a、b)。

由上述切线斜率表示流量的特性可见, 当选定比尺绘成水量累积曲线后, 必然产生与之相对应的流量比尺, 为绘出这种比尺, 先取任意历时, 图 4.11 是取 3 个月的例子, 针对所取定历时(3 个月)计算水量和流量的关系(表 4.8)。

表 4.8 水量与流量关系计算表

流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$		(1)	0	5	10	15	20	...
水量 $W$	$\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$	(2)	0	$5 \times 3$	$10 \times 3$	$15 \times 3$	$20 \times 3$	...
	$10^6 \text{m}^3$	(3)	0	$5 \times 7.89^*$	$10 \times 7.89$	$15 \times 7.89$	$20 \times 7.89$	...

\*  $7.89 \times 10^6$  是 3 个月的秒数。

再取水平线段  $O't''$ , 令其长度按水量累积曲线时间比尺代表 3 个月 (或代表  $7.89 \times 10^6$  s)。根据表 4.8 中若干水量值, 例如  $0.5 \times 3$ 、 $10 \times 3$  和  $15 \times 3$   $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$  等等, 在垂直于  $O't''$  的  $t''S$  纵线上, 按水量累积曲线的水量比尺截取 0.5、10、15 等点, 则这些点与  $O'$  点的连线 (呈射线状) 的斜率就分别代表流量 0.5、10、15 等。而且不难证明, 在  $t''S$  纵线上按  $0 \rightarrow 5 \rightarrow 10 \rightarrow 15$  相同线距比例内插、外延划分刻度, 各刻度点与  $O'$  连线的斜率即分别表示各刻度标值所示流量值 (如图 4.11 中  $22 \text{ m}^3/\text{s}$  和  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  等)。显然, 水平线  $O't''$  的斜率为零, 它所代表的流量即等于零。绘成流量比尺后, 可很方便地在水量累积曲线上直接读出各时刻的瞬时流量或各时段的平均流量。

由于流量不能是负值, 故水量累积曲线呈逐时上升状, 当历时较长时, 图形将在纵向有大幅度延伸, 使绘制和使用均不方便, 若改用很小的水量比尺, 又会大大降低图解精度。针对这个缺点, 在工程设计中总是用水量差积曲线代替水量累积曲线。

## (二) 水量差积曲线

先看绘在斜坐标网络内的水量累积曲线 (称为斜坐标水量累积曲线)。如图 4.12 所示, 斜坐标网并不是由直坐标网旋转而成, 实际上它是保持坐标网络原有宽度 (即时间间隔) 不变, 使水平横轴向下倾斜的一种“错动”。也就是说把表示流量等于零的水平横轴  $Ot$  错动到了  $O't'$  的位置。在斜坐标网里, 通常把所绘曲线的平均流量  $\bar{Q}$  “错动”到水平方向, 即让横轴  $Ot$  方向线代表平均流量  $\bar{Q}$ 。这样, 所绘曲线的最后一点正好在横轴上 (如图 4.12b 上  $f'$  点)。但在实际工作中, 往往是让水平方向代表接近于平均流量且便于计算的整值。例如, 若平均流量为  $47.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , 则可令水平方向代表  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , 这时水量累积曲线的终点将略低于水平轴; 也可令水平方向代表  $45 \text{ m}^3/\text{s}$ , 那么, 曲线终点将略高于水平轴。而整个水量累积曲线将靠近水平轴。实际应用时, 只需要使用如图 4.12b 中所示水平点划线间的带状区域。这样便于加大水量比尺, 提高作图精度。

斜坐标水量累积曲线的垂直纵距仍代表水量累积值, 只不过量度的起始线不是水平轴  $Ot$ , 而是倾斜的  $O't'$  轴。例如某年 5 月初到 8 月底的总水量, 在直坐标里以  $jd$  线段表示 (图 4.12a), 它等于  $450 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ , 而在斜坐标里则以  $j'd'$  表示 (图 10.16b),  $jd = j'd'$ , 但读数时要过  $d'$  作  $O't'$  的平行线, 在纵轴上读出, 也是  $450 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ 。在斜坐标水量累积曲线上  $jd = jh' + h'$ , 故  $h'd' = j'd' - j'h'$ 。其中  $j'h' = 4\bar{Q} (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}) = jh$  (因水平方向代表平均流量  $\bar{Q}$ )。同理,  $k'c' = 3\bar{Q} = kc$ ,  $i'g' = 5\bar{Q} = ig$ , ……。可见, 在斜坐标里从水平轴  $Ot$  上  $t_x$  时刻量到水量累积曲线的纵距, 表示自起始时刻  $t_0$  到  $t_x$  时刻期间总水量与以水平方向所代表流量 (图 4.12 上为  $\bar{Q}$ ) 为平均流量的同期水量之差, 称差积水量。其读数可在直坐标纵轴上读出。例如,  $d'$  点的差积水量  $h'd' = j'd' - j'h' = 450 - 400 = 50 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ , 它可由过  $d'$  点作平行于  $Ot$  轴的水平线在纵轴上读出。因此, 这种在斜坐标里绘成的水量累积曲线, 对水平轴  $Ot$  而言, 叫做水量差积曲线。即把斜坐标网络换成水平横坐标网络, 却不变动其曲线, 就成水量差积曲线, 差积水量的数学表达式为

$$W_{\text{差积}} = \int_{t_0}^t (Q - Q_0) dt = \int_{t_0}^t Q dt - \int_{t_0}^t Q_0 dt \quad (4.6)$$

或近似表示为

$$W_{\text{差积}} = \sum_{t_0}^t (Q - Q_0) \Delta t \quad (4.7)$$

式中  $Q$ ——式(4.6)中为各时刻瞬时流量,式(4.7)中为各时段平均流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );  
 $Q_0$ ——接近于绘图历时平均流量的整数值( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

根据上述讨论,绘制水量差积曲线的具体计算可按表 4.9 格式进行。表中数例与图 4.12 所示完全一致。在此例中,水平方向表示的流量值等于绘图历时(共 6 个月)的平均流量  $\bar{Q}$ ,即  $Q_0 = \bar{Q} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 。根据表 4.9 中(1)、(5)两栏数据,即可在直坐标上点绘出水量差积曲线来。

再次指出:差积曲线上水量的量度仍以水平轴为基准,但量度的数值不是总水量累积值,而是水量差积值(见表 4.9)。这时,也不再永远是累加正值,而是有正有负。遇正值时往上量取,如图 4.12 中  $h'd' = 50 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ ,  $g'e' = 50 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ ,即表 4.9 中 8 月底和 9 月底的情况;遇负值则自水平轴向下量取,如图中  $m'a' = -50 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ ,  $l'b' = -50 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ ,即表 4.9,5 月底和 6 月底的情况,表中水量差积值为零的点则恰好落在水平轴上面,如图 4.12 中  $c'$  点及  $f'$  点,即表 4.9,7 月底和 10 月底的情况。

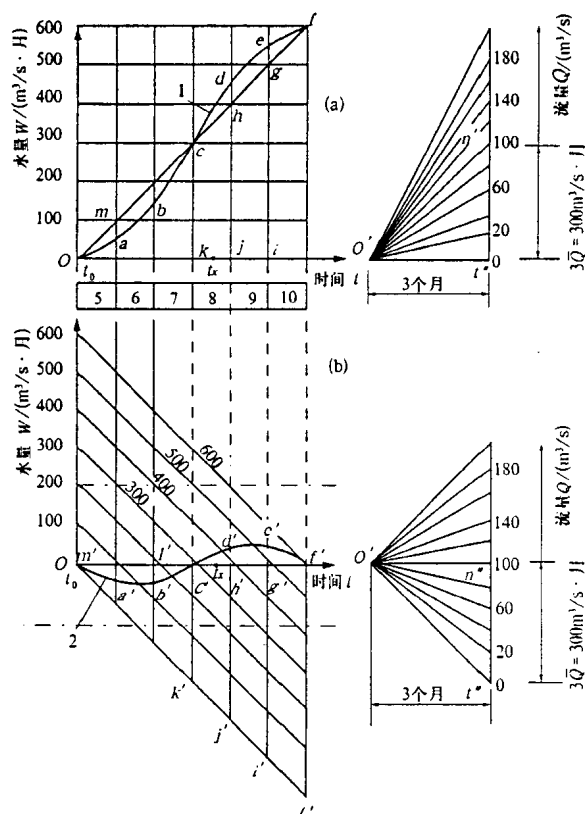


图 4.12 水量差积曲线及其流量比尺  
 1. 直角坐标水量累积曲线; 2. 斜坐标水量累积曲线

表 4.9 水量差积曲线计算表( $\Delta t = 1$  月)

时 间		月平均流量 $\bar{Q}_{\text{月}}/$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	月 水 量 ( $W_{\text{月}} = \bar{Q}_{\text{月}} \Delta t$ )/ ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ )	水 量 差 值 ( $W_{\text{月}} - W_{\text{定}} = \bar{Q}_{\text{月}} \Delta t - Q_{\text{定}} \Delta t$ )/ ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ )	水量差积值 $\Sigma(W_{\text{月}} - W_{\text{定}})/$ ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ )
年	月	(3)	(4)	(5)	
某 年	5	50	50	$(50 - 100) = -50$	0(月初值)
	6	100	100	$100 - 100 = 0$	-50
	7	150	150	$150 - 100 = 50$	-50
	8	150	150	$150 - 100 = 50$	0
	9	100	100	$100 - 100 = 0$	50
	10	50	50	$50 - 100 = -50$	50
平均值		$\bar{Q} = 100 = Q_0$			0

再看水量差积曲线上的流量表示法,对公式(4.6)取一阶导数,得

$$\frac{dW_{\text{差积}}}{dt} = Q - Q_0 \quad (4.8)$$

或者

$$Q = \frac{dW_{\text{差积}}}{dt} + Q_0 \quad (4.9)$$

说明水量差积曲线也有以切线斜率表示流量的特性。但曲线上某点切线斜率并不等于该时刻实际流量值  $Q$ , 而是等于实际流量与某固定流量  $Q_0$  的差值。或者说, 任意时刻的实际流量等于水量差积曲线上该时刻处切线斜率(注意计及坐标比尺关系)与  $Q_0$  的代数和。可见, 水量差积曲线也具有与水量和时间比尺相适应的流量比尺。只不过, 这时水平方向不表示流量为零, 而表示接近于绘图历时平均流量的整数流量值  $Q_0$ , 流量等于零的射线已“错动”到倾向右下方的  $O't'$  位置, 如图 4.12b 所示。

水量差积曲线流量比尺的具体作法是: 先画水平线段  $O'n''$ , 使它按时间比尺表示某一定时段  $\Delta t$  (图中为  $\Delta t = 3$  月的例子)。然后由  $n''$  点垂直向下作线段  $n''t''$ , 使它按水量比尺等于  $Q_0 \times \Delta t \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ 。图 4.12b 中  $n''t'' = 3\bar{Q} = 300 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ 。这时, 水平线  $O'n''$  的方向即代表  $Q_0 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ , 而  $O't'$  的指向即是流量等于零的方向。将  $t'n''$  及其向上延长部分等分, 即可绘出水量差积曲线的流量比尺。不难证明, 按上述方法绘出的流量比尺是与公式(4.9)所描述的关系相符合的。

归纳起来, 水量差积曲线的主要特性是:

(1)  $Q > Q_0$  时, 曲线上升;  $Q < Q_0$  时, 曲线下降。当选用的  $Q_0$  等于或接近于绘图历时的平均流量时, 曲线将围绕水平轴上下摆动。

(2) 水量差积曲线上任一时刻  $t_x$  的纵坐标(对水平轴而言, 读数仍用直坐标), 表示从起始时刻  $t_0$  到该时刻  $t_x$  期间的水量差积值  $\sum_{t_0}^{t_x} (Q - Q_0) \Delta t = \sum_{t_0}^{t_x} Q \Delta t - \sum_{t_0}^{t_x} Q_0 \Delta t$ 。而从水平轴向下到代表流量等于零的倾斜线  $Ot'$  的垂直距离, 则表示同期累积水量  $\sum_{t_0}^{t_x} Q_0 \Delta t$ 。也就是说, 从倾斜射线  $Ot'$  量到水量差积曲线上的纵距, 表示某时刻为止的实际总累积水量。为便于定出曲线上的总累积水量, 通常利用斜坐标网络, 即在坐标系里按比尺绘制一些与零流量线  $Ot'$  平行的斜线组, 并在图纸取用边缘上注明各斜线的水量值(见图 4.12b 中点划线附近的 300、400、500 等, 单位是  $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$ ), 以便读值。但要特别注意读数的特点, 一般根据曲线上点的位置利用两斜线间的纵距内插读出。

(3) 曲线上任意两点各量至射线  $Ot'$  的垂直距离之差, 即该两点间历时内的实际水量。

(4) 任一时刻的流量, 可由水量差积曲线上该点切线的斜率按流量比尺确定。当某时段流量为常数时, 该时段内水量差积曲线呈直线状。

某时段的平均流量, 可由水量差积曲线相应两点连线的斜率, 按流量比尺确定。

可见, 水量差积曲线的基本特性与水量累积曲线非常相近, 两者在原理上是没有区别的。

## 二、根据用水要求确定兴利库容的图解法

解决这类问题的图解途径是在天然来水水量差积曲线坐标系里, 绘制用水水量差积曲线。按水量平衡原理对来水和用水进行比较, 求得问题的解决。

(一) 确定年调节水库兴利库容的图解法(不计水量损失时)

首先根据设计保证率选定设计枯水年, 针对设计枯水年进行图解的步骤为:

(1) 绘制水量差积曲线及其流量比尺(图 4.13 上的设计枯水年天然水量差积曲线是从长

系列水量差积曲线中划出来的,总历时超过一个调节年度)。

(2)在流量比尺上定出已知调节流量的方向线( $Q_{\text{调}}$ 射线),绘出平行于 $Q_{\text{调}}$ 射线并与天然水量差积曲线相切的平行线组。

(3)该年供水期上、下切线间纵距,按水量比尺即等于所求的水库兴利库容。

图 4.13a 中给出的例子为:当  $Q_{\text{调}} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$  时,年调节水库兴利库容  $V_{\text{兴}} = b'c \times m_W = bc' \times m_W (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$  ( $m_W$  为流量比尺)。

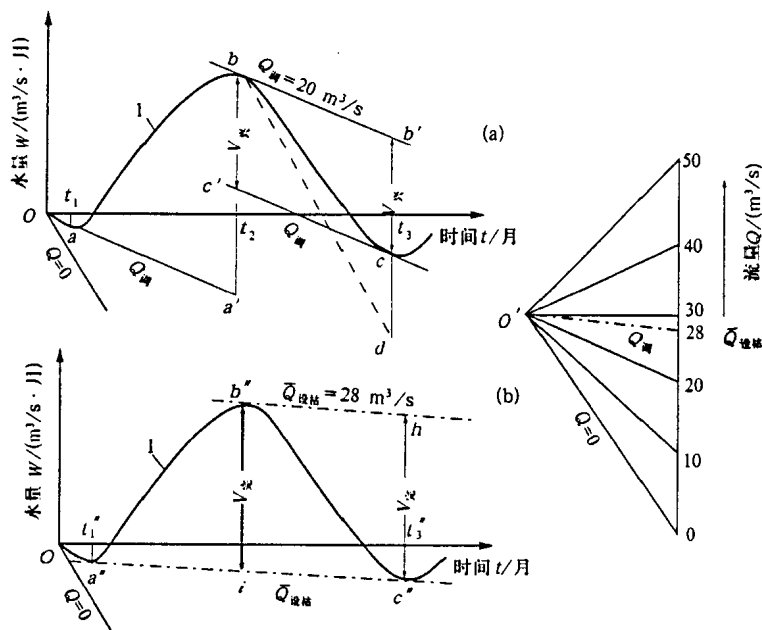


图 4.13 确定年调节水库兴利库容的图解法(设计代表年法)

1 线为设计枯水年水量差积曲线

显然,所求兴利库容将随枯水期调节流量的改变而改变。当调节流量增大到与设计枯水年平均流量  $\bar{Q}_{\text{设枯}}$  相等时,即为完全年调节。这时,将设计枯水年天然水量差积曲线上年初这一点(图 4.13b 中  $t_1'$  处的  $a''$  点)和年末这一点(图中  $t_3'$  处的  $c''$  点)连接起来,该连线  $a''c''$  的斜率即代表  $\bar{Q}_{\text{设枯}}$  (图中数例为  $\bar{Q}_{\text{设枯}} = 28 \text{ m}^3/\text{s}$ )。再于天然水量差积曲线顶峰部分作切线  $b''h$  平行于  $a''c''$ ,则  $b''h$  和  $a''c''$  两平行线间纵距就表示完全年调节所需的兴利库容,即  $V_{\text{完}} = hc'' \times m_W = b''i \times m_W (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$ 。

不难证明,上述图解过程是正确的。作图方法本身确定了图 4.13a 中  $a$  点(即  $t_1$  时刻)、 $b$  点( $t_2$  时刻)和  $c$  点( $t_3$  时刻)处天然流量均等于调节流量  $\bar{Q}_{\text{调}}$ 。而在  $b$  点之前和  $c$  点之后,天然流量均大于调节流量,不需水库供水。 $b$  点之后和  $c$  点之前的  $t_2 - t_3$  期间,天然流量小于调节流量,为水库供水期。过  $b$  点作平行于零流量线( $Q = 0$  的射线)的辅助线  $bd$ ,由水量差积曲线特性可知:纵距  $cd$  按水量比尺等于供水期天然来水量。同时,在坐标系里,  $bb'$  也是一条流量为常数(等于  $Q_{\text{调}}$ )的水量差积曲线,即水库出流量差积曲线,则  $b'd \times m_W (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$  为供水期总需水量。水库兴利库容就等于供水期总需水量与同期天然来水量之差,即  $V_{\text{兴}} = (b'd$

$-cd) \times m_w = b'c \times m_w (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$ 。这就证明了图 4.13 中用调节流量平行切线确定兴利库容的合理性。

十分明显,上切线  $bb'$  和天然来水量差积曲线间的纵距表示各时刻需由水库补充的水量,而切线  $bb'$  和  $cc'$  间纵距为兴利库容  $V_{\text{兴}}$ ,兴利库容减去水库供水量即水库蓄水量(条件是要供水期初兴利库容蓄满)。因此,天然水量差积曲线与下切线  $cc'$  之间的纵距表示供水期水库蓄水量变化过程。例如  $t_2$  时水库兴利库容蓄满,为供水期起始时刻,  $t_3$  时兴利库容放空。

应该注意,图中  $aa'$  和  $bb'$  虽也是与  $Q_{\text{调}}$  射线同斜率且切于天然水量差积曲线的两条平行线,但其间纵距  $ba'$  却不表示水库必备的兴利库容。这是因为  $t_1 - t_2$  为水库蓄水期,故  $ba'$  表示多余水量而并非不足水量。因此,采用调节流量平行切线法确定兴利库容时首先应正确定出供水期,要注意供水期内水库的局部回蓄问题,不要把局部回蓄当作供水期结束;然后遵循由上切线(在供水期初)顺时序计量到相邻下切线(在供水期末)的规则。

以上为等流量调节情况,实际上,对于变动用水量流量也可按整个供水期需用流量的平均值进行等流量调节,这对确定兴利库容并无影响。但是,当要求确定枯水期水库蓄水量变化过程时,则变动的用水量不能按等流量处理。这时,水库出流量差积曲线不再是一条直线,而是一条曲线。如图 4.14 所示,将调节期需用水量差积曲线  $aa''$  画在透明纸上,作上、下平行移动,使之与设计枯水年水量差积曲线先后分别相切于  $d'$ 、 $b'$  和  $c''$  诸点。并把透明纸上的曲线移绘到天然水量差积曲线图上,分别得出  $dd'$ 、 $bb'b'$  和  $cc'c''$  等水库出流量差积曲线。按顺时序由上切线计量到相邻下切线的规则,  $bb'b'$  和  $cc'c''$  两平行曲线间的纵距就是所求的兴利库容,即  $V_{\text{兴}} = b'c' \times m_w = b''c'' \times m_w (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$ 。再绘制曲线  $d'e$ ,它与天然来水差积曲线  $db'c''$  之间保持等纵距  $V_{\text{兴}} (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$ ,则天然水量差积曲线与其下方的曲线  $dd'cc'$  之间的纵距,即水库全年蓄水量的变化过程。与  $d'$  点对应时刻兴利库容蓄满。 $d'$  与  $c'$  对应的历时内水库保持满蓄并有弃水。在图 4.14 中标出了蓄水期( $dd'$  间)、弃水期( $d'e$  间)和供水期( $c'e$  间)。由于  $d'e$  曲线与天然水量差积曲线保持等纵距  $V_{\text{兴}}$ ,凡用水差积曲线与它相交处均表示兴利库容蓄满,故常称  $d'e$  曲线为满库线(full pool line)。

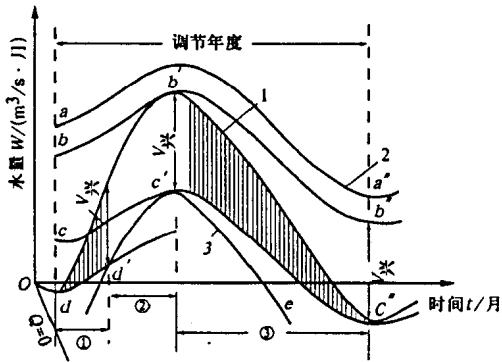


图 4.14 变流量年调节兴利库容图解法

1. 设计枯水年水量差积曲线; 2. 调节水量差积曲线;
3. 满库线①蓄水期; ②弃水期; ③供水期

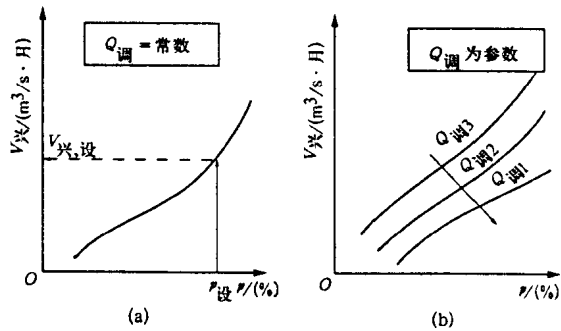


图 4.15 年调节水库兴利库容频率曲线

上述图解是针对设计枯水年进行的,常称设计代表年法。此外,也可用相同的方法对长系

列水文资料进行图解,求出各种来水年份需要的兴利库容,例如  $V_{\text{兴}1}$ 、 $V_{\text{兴}}$ 、 $V_{\text{兴}3}$ 、…等。再按由小到大顺序排列,用频率计算式  $p = \frac{m}{n+1} \times 100\%$  求出各兴利库容的频率,并绘制  $V_{\text{兴}}$  的频率曲线。最后,即可根据设计保证率  $p_{\text{设}}$  在该频率曲线上查定所需的年调节兴利库容(图 4.15a)。注意:这里是借用频率曲线为保证率曲线,实际上,频率与保证率是两个不同的概念,不应混淆。后文类似,不另说明。

十分明显,改变调节流量值,将求得不同的兴利库容,当采用频率曲线的方法时,对应于每一调节流量方案,将有其特定的兴利库容频率曲线(图 4.15b)。

## 第四节 多年调节水库兴利调节计算

### 一、多年调节计算长系列法的基本概念

由水量平衡原理可知,当年用水量小于设计保证率相应的年来水量时,水库只需蓄当年汛期一部分多余水量就能够补充枯水期的水量不足,这就是年调节水库,如年用水量增大,或设计保证率提高,致使设计保证率的年来水量小于年用水量,这时单纯依靠这年的来水调节,就不可能满足正常供水。为了满足正常供水,必须跨年度调节,把丰水年多余水量蓄存起来,以补充枯水年的水量不足,这种将丰、枯水年份的年径流量径流年内变化都加以重新分配的调节,称为多年调节。例如某水库,如果灌溉面积由 65 万亩扩大到 120 万亩,则设计年灌溉用水量应为 54 300 万  $\text{m}^3$ ,而设计年径流量却只有 38 440 万  $\text{m}^3$ ,兴建年调节水库显然不能满足用水要求,因此,必须兴建多年调节水库。

多年调节计算长系列法的基本原理和步骤与年调节计算相似,即先通过逐年调节计算,求得每年所需的库容,再进行频率计算,以求得满足设计保证率要求的兴利库容。只是多年调节水库要经过若干个连续丰水年才能蓄满,经过若干个连续枯水年才能放空。因此,完成一次蓄泄循环往往需要很多年。在这种情况下,确定某些年份所需的兴利库容时,不能只以本年度缺水期的不足水量来定库容,还必须联系前一年或前几年的不足水量情况进行分析,即取决于连续枯水年组的总亏水量。为此,用时历法进行多年调节计算时,所需要的水文资料远较年调节为长,一般应具有 30 年以上,且是能较好地代表多年变化情况的径流资料,否则所得结果不可靠。

图 4.16 绘出了多年的来水过程线和相应的用水过程线。从图中可以看出,第 1、2、3 调节年度是丰水年,来水大于用水,各年所需兴利库容分别为  $V_2$ 、 $V_4$ 、 $V_6$ ,而第 4~7 年为连续枯水年组。确定第 4 年的兴利库容时,应与前面第 3 年的余、亏水情况一起分析考虑。即第 3、第 4 两年组成为一个大调节年,然后用相当于两回运用情况的分析,即中间余水期的余水量同时小于前后两个亏水期的亏水量,所以第 4 年的兴利库容为三者(两个亏水量和其中余水量)的代数和,即  $V_{\text{兴}4} = V_6 + (V_8 - V_7)$ ,确定第 5 年的兴利库容,要和前面第 3、第 4 年的余、亏水情况一起考虑,相当于三回运用的情况,其中  $V_9$  同时小于前后两个亏水量  $V_8$ 、 $V_{10}$ ,所以第 5 年的  $V_{\text{兴}5} = V_6 + (V_8 - V_7) + (V_{10} - V_9)$ 。同理,第 6 年的  $V_{\text{兴}6} = V_6 + (V_8 - V_7) + (V_{10} - V_9) + (V_{12} - V_{11})$ ,第 7 年的  $V_{\text{兴}7} = V_6 + (V_8 - V_7) + (V_{10} - V_9) + (V_{12} - V_{11}) + (V_{14} - V_{13})$ 。

### 二、计算逐年兴利库容的列表法

[例 4.5]某水库具有 24 年实测年径流资料,经分析此年径流系列具有一定的代表性。各

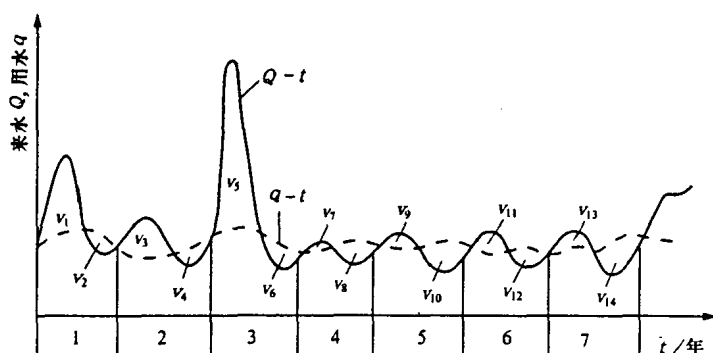


图 4.16 来、用水过程线

年余、亏水量的统计数字如表 13.12 所示,其中 1972~1973、1974~1975、1976~1977、1978~1979、1979~1980、1980~1981、1981~1982、1984~1985、1985~1986、1991~1992、1993~1994 年为多年调节。

应该注意,调节年度的划分不应硬性规定,须视每年的余、亏水情况分析定出。如 1970~1971 年调节年的蓄泄过程只有 11 个月,其中 1971 年 8~9 月为缺水段。如 1990~1991 年调节年的蓄泄过程有 13 个月,其中 1991 年 8~9 月为缺水段。又如 1976~1977 调节年原为 13 个月,但因该年余水 854.9 万  $\text{m}^3$  小于亏水 10 261.9 万  $\text{m}^3$ ,故应将 1975~1976 年一起考虑,并由 1976 年 9 月至 1977 年 11 月这个连续缺水段来计算该年所需要的库容  $V = 10\,261.9 + 3\,279.7 - 854.9 = 12\,686.7$  万  $\text{m}^3$ 。但因 1975~1976 年余水量 12 334.0 万  $\text{m}^3$  小于此库容的 12 686.7 万  $\text{m}^3$ ,不能满足 1976~1977 年缺水的需要,故仍需往前考虑到 1974~1975 年。因该年余水量也小于亏水量,又需往前考虑到 1973~1974 年。因为 1973~1974 年有剩余水量  $17\,781.1 - 2\,159.2 = 15\,621.9$  万  $\text{m}^3$ ,足够补充以后几年的亏水,故 1973~1977 年为连续四年的多年调节。

把由多年调节计算所得的多年调节库容,填入表 4.10 的第(6)栏,则按此表的库容值,计算并绘制的库容频率曲线就是考虑多年调节后的成果,从中便可求出已知  $p$  的设计库容  $V_p$ 。

### 三、计算逐年兴利库容的差积曲线法

【例 4.6】 已知某水库 24 年来水、用水系列(同例 4.5),用差积曲线求各年的兴利库容。

(1)根据来用水量,将各水利年划分为余水期和亏水期。

(2)求各年余水期的余水量和亏水期的亏水量,并按时序计算累积值,如表 4.10 中第(5)栏所示。

(3)以  $\Sigma(\text{来水量} - \text{用水量})$  为纵坐标,以时序为横坐标,点绘水量的差积曲线,如图 4.17 所示。图中横坐标 70、71、...、73 分别代表表 4.10 中的 1970~1971、1971~1972、...、1993~1994 年。

(4)在差积曲线上,每年从亏水期末向前作水平线与差积曲线第一次相交即停止;此水平线与差量累积曲线间的最大纵坐标差值,即为该年所需库容。

显然,上述作图步骤就是判别余水量和亏水量的过程,所作水平线与差积曲线交在何处,即表明此处为止,  $\Sigma$  余水量已大于  $\Sigma$  亏水量,不需要再向前考虑,其最大纵坐标差值就是最大累积亏水量。

当然,也可不必如表 4.10 那样划分水利年,分析余水期和亏水期,可直接逐月计算和点绘



差积曲线,这样做的优点,在于可省去判别和分析,缺点是绘制差积曲线的工作量较大。

表 4.10 某水库逐年余、亏水量统计表

年 份	起 讫 时 间 (月份)	余水量 (+)/ 万 m <sup>3</sup>	亏水量 (-)/ 万 m <sup>3</sup>	累积水量/ 万 m <sup>3</sup>	库 容/ 万 m <sup>3</sup>	年 份	起 讫 时 间 (月份)	余水量 (+)/ 万 m <sup>3</sup>	亏水量 (-)/ 万 m <sup>3</sup>	累积水量/ 万 m <sup>3</sup>	库 容/ 万 m <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1970~1971	11~7	5 744.5		0	974.5	1982~1983	11~8	6932.9			1 611.0
	8~9		974.5	5 744.5			9~10		1 611.0	-4 627.6	
				4 770.0						-6 238.5	
1971~1972	10~5	3 722.2		8 492.2	3 188.0	1983~1984	11~7	6 137.3		-101.3	3 628.5
	6~8		3 188.0	5 304.2			8~9		3 628.5	-3 279.8	
				6 519.3						-2 615.5	
1972~1973	9~3	1 215.1		3 153.6	5 338.6	1984~1985	10~2	1 114.3		-8 826.2	8 724.9
	4~10		3 365.7	20 934.7			3~9		6 210.7	-8 396.2	
				18 775.5						-20 411.4	
1973~1974	11~8	17 781.1		202 98.8	2 159.2	1985~1986	10~3	430.0		-16 090.3	48 259.0
	9~10		2 159.2	15 503.6			4~10		12 015.2	-19 554.2	
				27 847.6						-5 836.0	
1974~1975	11~8	1 523.3		24 567.9	5 431.1	1986~1987	11~6	4 321.1		1024	3 463.9
	9~12		4 795.2	15 160.9			7~9		3 463.9	384.8	
				16 594.2						10 814.9	
1975~1976	1~8	12 344.0		14 274.9	3 279.7	1987~1988	10~7	13 718.2		8 433.2	4 338.9
	9~10		3 279.7	18 918.6			8~10		4 338.9	12 900.1	
				7 640.2						9 396.1	
1976~1977	11~6	854.9		13 940.6	12 686.7	1988~1989	11~8	11 198.9		5 446.4	639.2
	7~11		10 261.9	7 398.9			9~10		639.2	21 491.1	
				-7 504.3						2 149.1	
1977~1978	12~8	1 433.3		-6 845.2	13 572.7	1989~1990	11~7	10 430.1		29 013.9	2 381.7
	9		2 319.3	-11 560.5			8		2 381.7	21 182.4	
1978~1979	10~6	4 643.7			20 207.4	1990~1991	9~7	4 466.9			3 504.0
	7~10		11278.4				8~9		3 504.0		
1979~1980	11~7	6 300.4			20 597.0	1991~1992	10~7	3 348.2			7 453.7
	8~10		6 690.9				7~9		72 97.9		
1980~1981	11~3	149.2			35 351.9	1992~1993	10~9	16 044.7			0
	4~10		14 903.2						0		
1981~1982	11~2	659.1			39 408.1	1993~1994	10~6	7 522.8			7 831.5
	3~10		4715.3				7~10		7 831.5		

#### 四、试算法

在多年调节的长系列时历法中,为了避免逐年分析库容的麻烦,除可使用上述差积曲线法外,还可以使用试算法。试算法是先假定一个兴利库容,逐时段连续调节计算,统计用水被破坏的年数来计算保证率,如果计算的保证率与规定的设计保证率相符,则假定的库容就是多年调节的兴利库容。这种方法称为试算法,计算的表格与年调节时历法基本相同。这种计算方法,一般是从水库蓄满(正常蓄水位)或水库放空(死水位)开始,逐月进行水量平衡计算,遇到余水就蓄,蓄满了还有余水就作弃水处理,遇亏水就供水,直到  $V_{\text{死}}$  放空时还缺水,就算这年供水

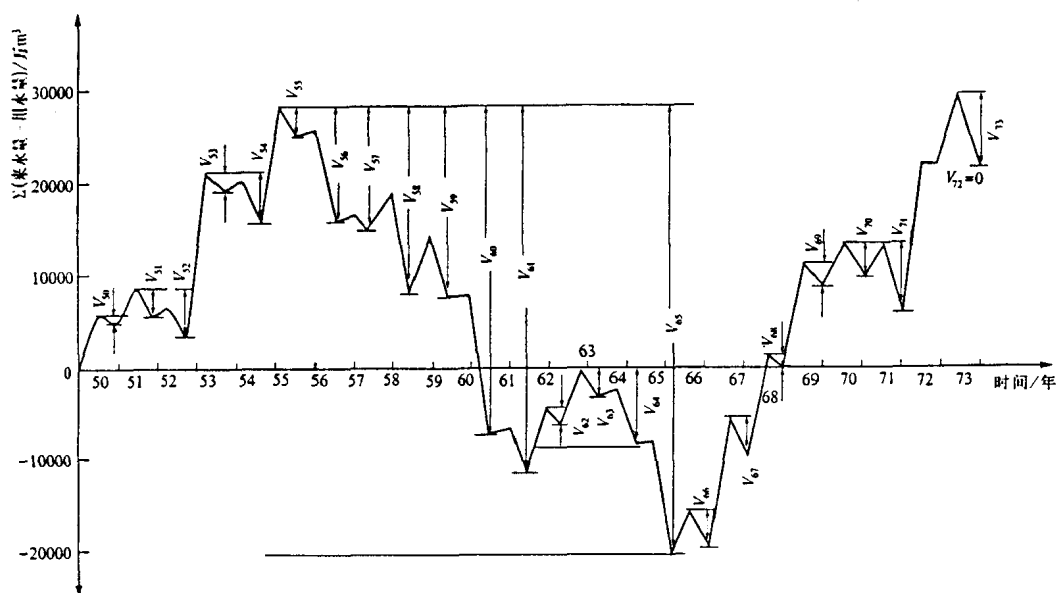


图 4.17 多年来、用水量的差积曲线

不足遭受破坏,然后从下一年的蓄水期开始再继续进行计算,直到全系列操作完,统计出供水被破坏的年数,计算供水保证率  $p$

$$p = \frac{\text{计算总年数} - \text{破坏年数}}{\text{计算总年数} + 1} \times 100\% \quad (4.10)$$

若计算的供水保证率不等于设计保证率,则另假定库容,重复上述计算过程,直到两者相等为止。

【例 4.7】某多年调节水库,具有 1970 年 7 月至 1993 年 6 月来、用水资料,已知死库容为 7 000 万  $\text{m}^3$ ,用试算法求  $p = 75\%$  的设计兴利库容。

(1)将历年来、用水资料按时历列表逐月计算出余水量及亏水量,如表 4.11 中的第(4)、(5)栏。

(2)假定库容为 56 600 万  $\text{m}^3$ ,从 1970 年 7 月初水库蓄水量为 0(即死库容)开始起调,计算各月蓄水量如表中摘录。表 4.11 中 1986 年 5~6 月蓄水为 -2 578 及 -10 216 万  $\text{m}^3$ ,即指水库放空后尚差的水量:经 7~8 月水库蓄水,至 9 月库满后还有多余水量,所以产生废弃水量为 54 023 + 4 933 - 56 600 = 2 356 万  $\text{m}^3$ ,填入表 4.11 中第(6)栏,各月蓄水量填入表中第(7)栏。

(3)统计 24 年中蓄水量为负值的年数为 5 年,计算保证率:

$$p = \frac{24 - 5}{24 + 1} \times 100\% = 76\%$$

计算保证率等于或接近等于设计保证率 75%,所以该多年调节水库的设计兴利库容为 56 600 万  $\text{m}^3$ 。

为了避免多次试算的盲目性,可将试算得到的几个  $V_{\text{兴}}$  与  $p$  的对应数据点成如图 4.18 的  $V_{\text{兴}} - p$  曲线,以设计保证率  $p_{\text{设}}$  查此曲线即得设计兴利库容  $V_{\text{兴,设}}$ 。

#### 五、多年调节水库水量损失的计算

多年调节水库的水量损失计算,一般采用近似计算法。首先以不计水量损失时初定的兴

利库容,计算水库多年平均蓄水容积及多年平均水面面积,并计算出多年平均的逐月蒸发损失和渗漏损失(计算方法与年调节水库基本相同),然后在水库用水系列中,逐年逐月加入这一水量损失,即得历年毛用水系列;最后以来水系列与毛用水系列相配合,逐年计算出水库的兴利库容,再作库容频率曲线,按设计保证率求得计入水量损失的兴利库容。也可在来水中扣除,重新进行调节计算,方法同前。

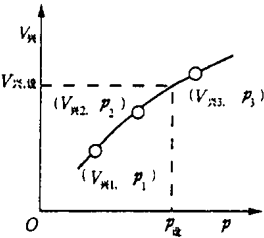


图 4.18  $V_{\text{兴}} - p$  曲线

【例 4.8】某水库有 24 年来、用水资料,灌溉设计保证率为 75%,死库容为 708 万  $\text{m}^3$ ,不计水量损失算得的多年调节兴利库容为 12 600 万  $\text{m}^3$ 。试求该水库多年平均的逐月水量损失。

水库每月的水量损失为月蒸发损失和渗漏损失之和,为了计算简便,计算损失时均以平均蓄水容积和平均水面面积来计算。平均蓄水容积  $\bar{V} = V_{\text{死}} + \frac{1}{2} V_{\text{兴}} = 708 + \frac{1}{2} \times 12\,600 = 7\,008$  万  $\text{m}^3$ ,而相应的水面面积由水库水位 - 容积曲线和水位 - 面积曲线查得  $\bar{A} = 6.35 \text{ km}^2$ 。月渗漏损失标准取多年平均蓄水容积的 0.5%,即月渗漏损失  $= 7\,008 \times 0.005 = 35.0$  万  $\text{m}^3$ ;月蒸发损失标准等于多年平均的各月蒸发损失深度,以此深度乘以多年平均水面面积,即得多年平均的各月蒸发损失量(表 4.12)。

多年调节水库水量损失的计算也可用详算法,即各年各月采用不同的蒸发损失标准,并采用不同的水库蓄水容积和水面面积。

表 4.11 长系列时历列表算法部分计算(摘录)表 单位:万  $\text{m}^3$

年·月	来水量	用水量	来水量 - 用水量		弃水	水库蓄水量	备 注
			余水(+)	亏水(-)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
⋮						⋮	
1985.6						31 070	
1985.7	448	8 215		7 767		23 303	
1985.8	7 670	7 472	198			23 501	
1985.9	921	4 838		3 917		19 584	
1985.10	780	3 711		2 931		16 653	
1985.11	383	4 155		3 772		12 881	
1985.12	220	1 976		1 576		11 305	
1986.1	130	350		220		11 035	
1986.2	160	350		190		10 895	
1986.3	622	350	272			11 167	
1986.4	170	7079		6 309		4 258	
1986.5	113	6949		6 836		- 2 578	供水被破坏
1986.6	1 130	8 768		7 638		- 10 216	供水被破坏
1986.7	50 710	8 215	42 495			42 495	
1986.8	19 000	7 472	11 528			54 023	
1986.9	9 771	4 838	4 933		2 356	56 600	蓄满弃水
1986.10	1 940	3 711		1 771		54 829	
1986.11	893	4 155		3 262		51 567	
1986.12	470	1 976		1 506		50 061	
1987.1	240	350		110			
1967.2							
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	

表 4.12 某水库多年平均水量损失计算表

月 份	蒸发损失 标准/mm	蒸发损失 量/万 m <sup>3</sup>	渗漏损失 量/万 m <sup>3</sup>	水 库 总 损失水量/ 万 m <sup>3</sup>	月 份	蒸发损失 标准/mm	蒸发损失 量/万 m <sup>3</sup>	渗漏损失 量/万 m <sup>3</sup>	水 库 总 损失水量/ 万 m <sup>3</sup>
1	14.5	13.5	35.0	48.5	8	48.6	45.5	35.0	80.5
2	15.8	14.7	35.0	49.7	9	36.9	34.5	35.0	69.5
3	12.0	11.2	35.0	46.2	10	33.2	31.0	35.0	66.0
4	5.7	5.3	35.0	40.3	11	16.0	14.9	35.0	49.9
5	11.9	11.1	35.0	46.1	12	14.3	13.4	35.0	48.4
6	36.0	33.7	35.0	68.7	全年	283.5	264.9	420.0	684.9
7	38.6	36.1	35.0	71.11					

## 六、对多年调节长系列时历法的评价

利用时历法进行多年调节计算的优点是:概念清楚、推理简便,能直接求出多年调节的兴利库容及水库的蓄、泄水过程,适用于不同的用水情况。当具有较长系列(资料年数  $n > 30$  年)的来、用水资料时,计算成果精度较高。大、中型灌溉水库的规划、设计及管理阶段常采用这种方法,但当资料系列较短或代表性较差时,会产生较大的误差,在这种情况下,可以利用确定性流域水文模型由降雨资料展延各年各月的径流量系列,在考虑灌溉用水时,也利用这些降雨资料,考虑作物生长期的耗水量,推求各年各月的灌溉用水量系列。

## 第五节 多年调节计算的数理统计法

### 一、概述

在多年调节中,由于调节周期可长达几年至十几年,即使有较长的水文资料,多年调节循环的数目也不多,因此用时历法根据不太长的实测系列计算的结果,往往带有一定的偶然性,不能正确反映水库未来工作的一切可能情况。特别是当用水保证率和调节程度较高时,用时历法考虑稀遇的径流变化和组合情况就更为困难。

由于径流的年际变化服从随机事件的统计规律,可以用包含几个统计参数  $\bar{Q}$ 、 $C_v$ 、 $C_s$  等的频率曲线来描述其变化特性,其统计规律可移用于今后,根据水量平衡和频率组合的原理,可推求水库多年的工作情况。

目前国内外常用的多年调节数理统计法的计算方法可分成两大类:一类是把总库容划分成多年库容  $V_{\text{多年}}$  和年库容  $V_{\text{年}}$  两部分,分别计算这两部分库容后再相加得总库容,称这类方法为合成总库容法(compound storage method);另一类是同时考虑径流的年际及年内变化,一次求出总的兴利库容,称为直接总库容法(direct storage method)。

为了计算上的方便以及对水量不同的河流的径流调节特性进行比较,在多年调节数理统计法计算中使用了一些以多年平均径流量  $W_0$  为度量单位的相对系数,其中有:

(1)来水量模比系数(modular-ratio coefficient)  $k$ :  $k_i = \frac{W_i}{W_0}$ ,  $W_i$  为第  $i$  年的年径流量。

(2)用水量调节系数(regulating coefficient)  $\alpha$ :  $\alpha_i = \frac{M_i}{W_0}$ ,  $M_i$  为第  $i$  年的年用水量。若为固定

用水,即用水量各年不变,则  $\alpha = \frac{M}{W_0}$ 。

(3)库容系数  $\beta$ :如本章第一节所述,  $\beta = \frac{V}{W_0}$ ,  $V$  为库容,在合成总库容法中,  $\beta_{\text{多年}} = \frac{V_{\text{多年}}}{W_0}$ ;  
 $\beta_{\text{年}} = \frac{V_{\text{年}}}{W_0}$ 。

## 二、合成总库容法

如上所述,合成总库容法的兴利库容是由多年库容与年库容两部分组成,因此,水利计算的任务也就可以分为独立的两部分:多年库容用数理统计法计算,年库容用时历法计算,下面将分别介绍上述内容。

### (一)频率曲线组合的原理和方法

用数理统计法进行多年调节计算是以频率组合方法为基础。频率组合是研究两种(或几种)随机变量联合影响下的某一现象的频率分布情况。例如,在多年调节计算中,连续两年的来水组合计算、来水与用水组合计算就是这样的问题。常用的有三种方法进行频率曲线的组合计算:近似计算法、图解法和理论分析法。两变量间可以是相互独立的,也可以存在一定的相关关系。

#### 1. 频率曲线组合的近似计算法

设有  $x$  及  $y$  两独立随机变量,  $x$  表示干流年径流量,  $y$  表示支流年径流量,它们的多年变化规律可用频率曲线表示,如图 4.19 中(a)、(b)。现需推求干支流会合点以下年径流量  $z = x + y$  的多年变化规律。

(1)为便于计算,先将其中某一条频率曲线,例如  $y$  变量的频率曲线用若干个阶梯来近似,阶梯的数目视精度要求及频率曲线的形状而定。为便于说明,现只以分为两个阶梯  $y'$  和  $y''$  来近似,其出现的频率分别为  $n'$  和  $n''$ ,  $x$  出现的频率用  $p'$  和  $p''$  表示。

(2)由于  $y$  只可能有两种值  $y'$  和  $y''$ ,因此所有  $z \geq z_1$  的事件,也只可能有两组:第一组是由  $y'$  和相应的各种  $x \geq x'$  ( $x' = z_1 - y'$ ) 同时出现所造成。由于  $x$  和  $y$  是相互独立的,两独立事件同时出现的概率为其概率相乘,故出现第一组的概率为  $P'_z = P' \cdot n'$ 。同理,  $z \geq z_1$  的事件也可由  $y''$  和相应的各种  $x \geq x''$  ( $x'' = z_1 - y''$ ) 的同时出现而造成,其概率  $P''_z = P'' \cdot n''$ 。

(3)因为  $z \geq z_1$  只可能有此两种情况,而此两种情况是互斥的。根据互斥事件的概率相加定理得

$$P_z = P'_z + P''_z = P' n' + P'' n'' \quad (4.11)$$

【例 4.9】  $z = x + y$ ,  $z_1 = 100$ ,其他条件如下,求  $z \geq z_1$  的概率。

$z_1 = 100$ ,由于  $y$  只可能出现  $y' = 40$ (其出现概率(即阶梯宽)  $n' = 0.4$ )及  $y'' = 30$ (其出现概率  $n'' = 0.6$ ),因此,所有出现  $z \geq 100$  的事件只可能有两种:第一种是出现  $y' = 40$ ( $n' = 0.4$ )而  $x$  出现  $x' > z_1 - y' = 100 - 40 = 60$ ( $P' = 0.3$ );第二种是  $y$  出现  $y'' = 30$ ( $n'' = 0.6$ )而  $x$  出现  $x'' \geq z_1 - y'' = 100 - 30 = 70$ ( $P'' = 0.2$ )。出现第一种事件的概率为  $P' n' = 0.3 \times 0.4 = 0.12$ ,出现第二种事件的概率为  $P'' n'' = 0.2 \times 0.6 = 0.12$ ,因此  $z \geq z_1$  总的出现概率为:

$$P(z \geq z_1) = P' n' + P'' n'' = 0.12 + 0.12 = 0.24$$

(4)这样仅完成了频率曲线上的一个点,在  $z$  的可能变化范围内取若干个不同的  $z_1$  值,用

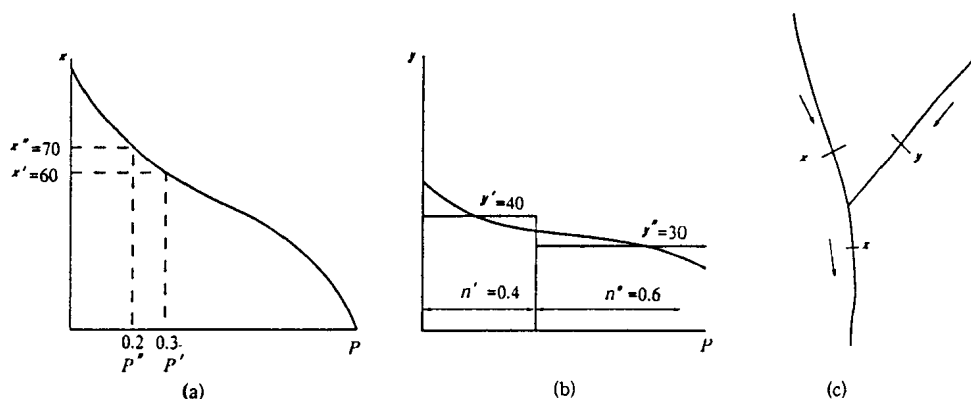


图 4.19 频率曲线的组合分析

同样的方法可以求得相应的出现概率,就可点绘成组合变量  $z$  的频率曲线。

## 2. 图解法

在实际工作中,上述频率组合计算常通过简单的图解法来实现。

(1)将频率曲线中的一条用阶梯来近似,如图 4.20 中的  $y - P$  用两个阶梯来近似。

(2)将另一条频率曲线  $x - P$  的横坐标乘以各阶梯宽度  $n'$  和  $n''$ ,然后分别叠加到  $y'$  和  $y''$  的阶梯上。

(3)把叠加后的两频率曲线的横坐标相加又得一条频率曲线,此频率曲线就是  $z = x + y$  的频率曲线。

证明:

(1)取  $z = z_1$  作一水平线,交各条频率曲线及其纵轴于  $a, b, c, d, e$ 。

(2)线段  $ab$  距第一个阶梯的垂直距离为  $x' = z_1 - y'$ 。

(3) $x'$  的横坐标在图 4.19(a)上即为  $P'$ ,但在图 4.20 上,由于把原来  $x$  的频率曲线的横坐标乘以阶梯宽  $n'$ ,所以线段  $ab$  的长度等于  $P'n'$ ,这步作图相当于概率相乘。

(4)同理,线段  $de = P''n''$ 。

(5)由作图可知,线段  $ac = ab + de = P'n' + P''n'' = P_{z_1}$ 。

## 3. 理论分析法

当已知  $x$  及  $y$  两随机变量的概率分布曲线,若欲求组合后函数  $z$  的概率分布曲线时,需要解决函数  $z$  的概率分布曲线的形式及其统计参数这两个问题。前一个问题,目前仅对个别情况为已知,例如独立的  $n$  个正态变量组合后,其函数的概率分布仍符合正态分布;独立的  $n$  个皮尔逊 III 型 ( $C_s = 2C_v$ ) 变量,其函数的概率分布仍符合皮尔逊 III 型 ( $C_s = 2C_v$ ) 分布。一般情况下,假定组合函数的概率分布形式为已知,如组合后的函数形式属于简单的和、差或积的形式时,在这些特殊情况下,不论变量间有无相关,组合后函数的概率曲线的统计参数都可用于简单的数学表达式来求出。

例如  $z = x \pm y$ , 式中  $x, y$  为随机变量,其相应的频率曲线的统计参数  $x_0, \sigma_x, y_0, \sigma_y$  和  $r_{xy}$ ;  $x_0, y_0$  分别为变量  $x, y$  的均值;  $\sigma_x, \sigma_y$  分别为变量  $x, y$  的均方差;  $r_{xy}$  为  $x$  与  $y$  之间的相关系数,则组合函数  $z$  的统计参数为:

$$z_0 = x_0 \pm y_0 \quad (4.12)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 \pm 2r_{xy}\sigma_x\sigma_y} \quad (4.13)$$

其中

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0)^2}{n-1}} \quad (4.14)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_0)^2}{n-1}} \quad (4.15)$$

$$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0)(y_i - y_0)}{(n-1)\sigma_x\sigma_y} \quad (4.16)$$

理论分析法的应用有一定限制,它仅适用于函数  $z$  为简单的和、差或积的形式;如果变量的频率曲线不能以理论频率曲线来代表或概括,则组合后函数的频率曲线的统计参数也不能求出。

## (二) 固定用水多年调节计算的数理统计法

苏联学者克里基茨(Crekeats)和曼凯里(Mancalai)曾于 1932 年和 1935 年先后提出了两种多年调节计算的数理统计法,后者习惯上被称为克-曼二法<sup>[26]</sup>。该法的要点是:已知年径流量频率曲线,假设相邻年径流量之间没有相关关系,根据规定的各年不变的用水量  $\alpha$  和多年调节库容  $\beta_{\text{多年}}$ ,用频率曲线组合的方法并经过水库水量平衡的演算,求出一、二年以至多年组合中的供水中断概率。将各概率累加求出水库供水中断的总概率  $S$ ,从而得出水库总的供水保证率  $p = (100 - S)\%$ 。

克-曼二法需要相当冗长的计算,特别是在遇到设计保证率已定,需要推求的是  $\alpha$  或  $\beta_{\text{多年}}$  这类问题时,要进行多次重复计算,工作量很大,为了减少计算工作量,普列什柯夫(Plieshikov)于 1938 年根据理论频率曲线(皮尔逊 III 型曲线,  $C_s = 2C_v$ ),用克-曼二法进行了一系列的分析计算,制成了各种常用保证率( $p = 75\%、80\%、85\%、90\%、95\%、97\%$ )的  $\alpha - \beta_{\text{多年}} - C_v$  线解图,见图 4.21。正是由于有了线解图,才增加了数理统计法的实用意义,从图 4.21 普氏图可以看出:  $C_v$  大、 $\alpha$  大或  $p$  大,都需要较大的  $\beta_{\text{多年}}$ ,这是符合一般规律的。应用普氏线解图时,只要已知  $\alpha$ 、 $\beta_{\text{多年}}$ 、年径流量的  $C_v$  和设计保证率  $p$  中的任意三个数,即可求解第四个数。

【例 4.10】某多年调节水库,已知多年平均的年径流量  $W_0 = 4\,000$  万  $\text{m}^3$ 、 $C_v = 0.4$ 、 $C_s = 2C_v$ 、调节系数  $\alpha = 0.85$ 、 $p = 75\%$ ,求多年库容  $V_{\text{多年}}$ 。

从  $p = 75\%$  的线解图中查出  $C_v = 0.4$  和  $\alpha = 0.85$  对应的  $\beta_{\text{多年}} = 0.23$ ,因此,多年库容  $V_{\text{多年}} = \beta_{\text{多年}} \cdot W_0 = 0.23 \times 4\,000 = 920$  万  $\text{m}^3$ 。

线解图是假定径流偏态系数  $C_s = 2C_v$  的情况下绘制的,在  $C_s \neq 2C_v$  时使用线解图,必须用下列转换公式把  $C_v$ 、 $\alpha$  换算成  $C'_v$ 、 $\alpha'$  之后,再由图 4.21 查得  $\beta'_{\text{多年}}$ ,然后代入式(4.19)求得  $\beta_{\text{多年}}$ ,转换公式如下<sup>[27]</sup>:

$$C'_v = \frac{C_v}{1 - \alpha_0} \quad (4.17)$$

$$\alpha' = \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \quad (4.18)$$

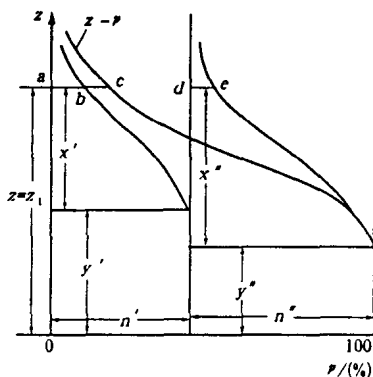


图 4.20 频率曲线组合的图解法

$$\beta'_{\text{多年}} = \frac{\beta_{\text{多年}}}{1 - a_0} \quad (4.19)$$

$$a_0 = \frac{m-2}{m} \quad (4.20)$$

$$m = \frac{C_s}{C_v} \quad (4.21)$$

### (三) 变动用水多年调节计算的数理统计法

有些用水如灌溉用水等,因灌区的有效降水量与年降水量、年蒸发量等因素有关,并且每年不同,故灌溉供水量每年也不同,属于变动用水情况,必须先把变动用水的多年调节问题转化为固定用水的多年调节问题,才能查用普列什柯夫线解图。

设年有效降水量为  $R$ , 年灌溉供水量为  $M$ , 当  $R=0$  时的最大灌溉供水量为  $M_{\text{max}}$ , 此值亦即作物的年最大耗水量, 对于具有一定灌溉面积、作物组成及其灌溉定额的灌区, 最大灌溉供水量  $M_{\text{max}}$  被认为是固定值, 则有:

$$M_{\text{max}} = M + R \quad (4.22)$$

并且 
$$M_{\text{max}} = \bar{M} + \bar{R} \quad (4.23)$$

在具体的每一年中,  $M_{\text{max}}$  是由灌区有效降水量  $R$  及河川径流量  $W$  两者共同来满足。在调节计算时, 可先将有效降水量  $R$  的频率曲线与河川径流量  $W$  的频率曲线按频率组合原理进行组合, 得两者之和的组合频率曲线, 即总来水量  $Z = W + R$  的频率曲线, 如图 4.22 所示。显然, 若以这条总来水量频率曲线作为水库来水频率曲线, 则水库必然每年都应供给这个最大灌溉供水量  $M_{\text{max}}$ 。这样就可以把变动用水的多年调节计算转化为固定用水的多年调节计算。

#### 1. 总来水量频率曲线的绘制

(1) 总来水量频率曲线按下列统计参数绘制:

$$\bar{R} = M_{\text{max}} - \bar{M} = r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) \quad (4.24)$$

$$\bar{Z} = \bar{W} + \bar{R} = \bar{W} + r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) \quad (4.25)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_W^2 + \sigma_M^2 - 2r_{WM}\sigma_W\sigma_M} \quad (4.26)$$

$$C_{v_z} = \frac{\sigma_Z}{\bar{Z}} = \frac{\sigma_Z}{\bar{W} + \bar{R}} \quad (4.27)$$

$$C_{s_z} = 2C_{v_z} \quad (4.28)$$

式中  $\bar{Z}$ 、 $\sigma_Z$ 、 $C_{v_z}$ 、 $C_{s_z}$  ——年总来水量的均值、均方差、变差系数、偏态系数;

$\bar{W}$ 、 $\sigma_W$  ——河川天然年径流量的均值、均方差;

$\bar{M}$ 、 $\sigma_M$  ——年灌溉供水量的均值、均方差;

$\bar{R}$  ——年有效降水量的均值;

$M_{\text{max}}$  ——年最大灌溉供水量;

$r_{WM}$  ——年径流量与年供水量的相关系数。

(2) 以上各式证明如下:

如河川天然年径流量  $W$  与灌溉供水量  $M$  之间具有直线相关关系, 则



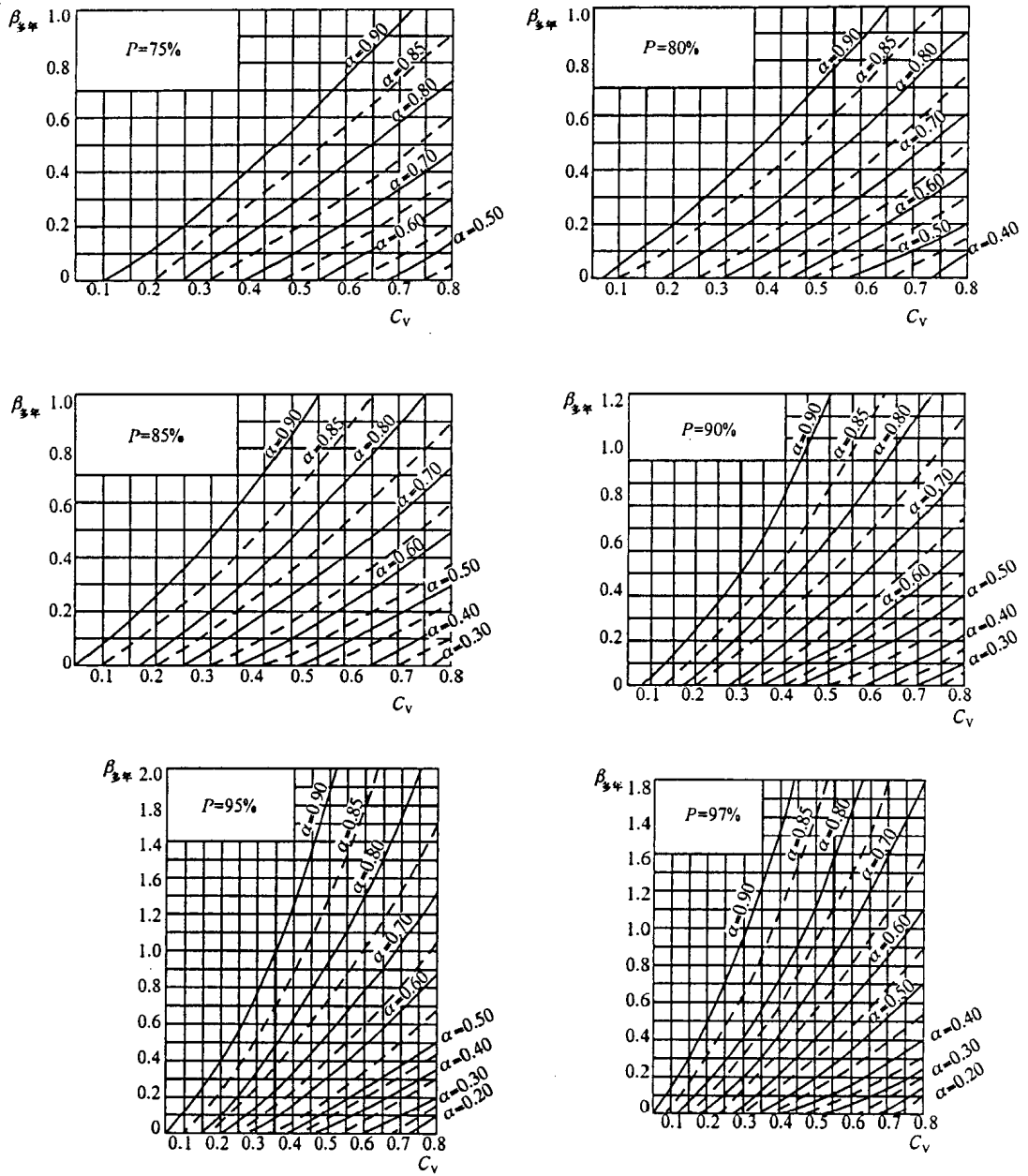


图 4.21 多年调节库容的线解图

$$M - \bar{M} = r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (W - \bar{W}) \quad (4.29)$$

由图 4.22 可知, 当  $M = M_{\max}$  时, 频率  $P = 100\%$ , 此时  $W = 0$  (因假定  $C_{S_W} = 2C_{V_W}$ ), 再考虑式(4.23), 可得

$$\bar{R} = M_{\max} - \bar{M} = r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) \quad (4.30)$$

及

$$M_{\max} = \bar{M} + r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) \quad (4.31)$$

并且

$$\bar{Z} = \bar{W} + \bar{R} = \bar{W} + r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) \quad (4.32)$$

同样考虑式(4.22)和(4.23),可得年有效降水量的均方差  $\sigma_R$  为:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (M_{\max} - M_i) - (M_{\max} - \bar{M})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (M_i - \bar{M})^2}{n-1}} = \sigma_M \end{aligned} \quad (4.33)$$

同样考虑式(4.22)和(4.25),可得年有效降水量  $R$  与河川径流量  $W$  的相关系数  $r_{RW}$  为:

$$\begin{aligned} r_{RW} &= \frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})(W_i - \bar{W})}{(n-1)\sigma_R\sigma_W} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n [(M_{\max} - M_i) - (M_{\max} - \bar{M})](W_i - \bar{W})}{(n-1)\sigma_M\sigma_W} \\ &= -\frac{\sum_{i=1}^n (M_i - \bar{M})(W_i - \bar{W})}{(n-1)\sigma_M\sigma_W} = -r_{WM} \end{aligned} \quad (4.34)$$

由此便可利用变量和均方差公式(4.13)求得总来水量  $Z = W + R$  的均方差为:

$$\begin{aligned} \sigma_Z &= \sqrt{\sigma_W^2 + \sigma_R^2 + 2r_{RW}\sigma_W\sigma_R} \\ &= \sqrt{\sigma_W^2 + \sigma_M^2 - 2r_{WM}\sigma_W\sigma_M} \end{aligned} \quad (4.35)$$

式(4.27)不需证明,式(4.28)  $C_{S_z} = 2C_{V_z}$  是习惯用法。

(3)  $r_{WM} = -1.0$  时公式的简化形式为:

由式(4.25)可得:

$$\bar{Z} = \bar{W} + \bar{R} = \bar{W} + \frac{\sigma_M}{\sigma_W} \bar{W} = \bar{W} \left(1 + \frac{\sigma_M}{\sigma_W}\right) \quad (4.36)$$

由式(4.26)可得:

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_W^2 + \sigma_M^2 + 2\sigma_W\sigma_M} = \sigma_W + \sigma_M \quad (4.37)$$

由此可得:

$$C_{V_z} = \frac{\sigma_Z}{\bar{Z}} = \frac{\sigma_W + \sigma_M}{\bar{W} \left(1 + \frac{\sigma_M}{\sigma_W}\right)} = \frac{\sigma_W}{\bar{W}} = C_{V_W} \quad (4.38)$$

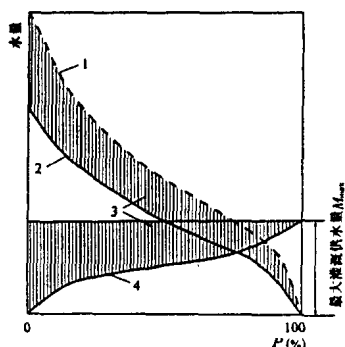


图 4.22 总来水量频率曲线

1. 总来水量频率曲线  $Z-p$ ; 2. 河川径流量频率曲线  $W-p$ ; 3. 有效降水量  $R$ ; 4. 灌溉供水频率曲线  $M-p$

## 2. 图解计算

当已知或计算出  $C_{V_z}$ 、 $\alpha$ 、 $\beta_{\text{多年}}$ 、 $P$  中任意三个数以后,便可利用固定用水多年调节线解图查算出第四个数。多数情况是已知  $C_{V_z}$ 、 $\alpha$  和  $P$  求  $\beta_{\text{多年}}$ 。其中  $C_{V_z}$  按式(4.27)计算;调节系数  $\alpha$  为:

$$\alpha = \frac{M_{\max}}{\bar{Z}} \quad (4.39)$$

其中  $M_{\max}$  按式(4.31)计算,  $\bar{Z}$  按式(4.32)计算,库容系数  $\beta_{\text{多年}}$  为:

$$\beta_{\text{多年}} = \frac{V_{\text{多年}}}{\bar{Z}} \quad (4.40)$$

应当指出,上述把变动灌溉用水转化为固定用水的多年调节计算方法主要适用于来、用水之间具有较密切相关关系的情况,亦即  $r_{WM} = -0.5 \sim -1.0$  的情况,这时,计算成果与详算法(变动供水量的频率组合法,见参考文献[28]比较,误差一般在5%以内,当  $r_{WM} = -1.0$  时,上述方法与详算法的计算成果完全一致。但此法认为供水频率曲线的下端为零,上端为  $M_{\max}$ ,这与皮尔逊Ⅲ型曲线的性质相差较远,是有一定问题的。

【例 4.11】 已知某水库及其灌区的年来、用水量系列的统计参数如表 4.13 所示,求  $P = 75\%$  的多年调节库容。

表 4.13 来、用水量系列统计参数表

统计参数 项 目	均值 (万 m <sup>3</sup> )	变差系数 $C_v$	偏态系数 $C_s$	相关系数 $r_{WM}$
年来水量 $W$	9 600	0.5	$2C_v$	
年用水量 $M$	8 100	0.3	$2C_v$	-0.5

(1) 计算  $Z-P$  曲线的均值  $\bar{Z}$ 、变差系数  $C_{V_z}$  及偏态系数  $C_{S_z}$

由式(4.32):

$$\bar{Z} = \bar{W} + r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W}) = 9\,600 + 0.5 \times \frac{8\,100 \times 0.3}{9\,600 \times 0.5} \times 9\,600 = 12\,030 \text{ 万 m}^3$$

由式(4.35):

$$\begin{aligned} \sigma_Z &= \sqrt{\sigma_W^2 + \sigma_M^2 - 2r_{WM}\sigma_W\sigma_M} \\ &= \sqrt{(\bar{W} \cdot C_{V_W})^2 + (\bar{M} \cdot C_{V_M})^2 + 2r_{WM}(\bar{W} \cdot C_{V_W})(\bar{M} \cdot C_{V_M})} \\ &= \sqrt{(9\,600 \times 0.5)^2 + (8\,100 \times 0.3)^2 + 2 \times 0.5(9\,600 \times 0.5)(8\,100 \times 0.3)} \\ &= 6\,373 \text{ 万 m}^3 \end{aligned}$$

$$C_{V_z} = \frac{\sigma_Z}{\bar{Z}} = \frac{6\,373}{12\,030} = 0.53$$

$$C_{S_z} = 2C_{V_z}$$

(2) 计算最大灌溉耗水量  $M_{\max}$  及调节系数  $\alpha$

由式(4.31):

$$M_{\max} = \bar{M} + r_{WM} \frac{\sigma_M}{\sigma_W} (-\bar{W})$$

$$= 8\,100 + 0.5 \times \frac{8\,100 \times 0.3}{9\,600 \times 0.5} \times 9\,600 = 105\,300 \text{ 万 m}^3$$

$$\alpha = \frac{M_{\max}}{\bar{Z}} = \frac{10\,530}{12\,030} = 0.875$$

(3) 根据  $P = 75\%$  及  $C_{V_z} = 0.53$ 、 $\alpha = 0.875$ ，查普列什柯夫线解图得  $\beta_{\text{多年}} = 0.5$ ，故多年库容  $V_{\text{多年}} = \beta_{\text{多年}} \cdot \bar{Z} = 0.5 \times 12\,030 = 6\,015 \text{ 万 m}^3$ 。

#### (四) 年库容计算

用数理统计法计算出来的多年库容  $V_{\text{多年}}$ ，只是多年调节总兴利库容的一部分，它是用来调节年与年之间径流与用水分配不均匀性的。实际上，径流的年内分配和用水的年内分配也都是不均匀的，必须有一个协调这种不均匀性的库容，我们也称它为年库容，这种增加一个年库容的必要性从图 4.23 可以看得很清楚。图中的实线即如前面图 4.17 中的来、用水差积曲线，而虚线表示把年内来水过程和用水过程都看成均匀不变（即把一年看作一个时段，只计算一年的余、缺水量）情况下的差积曲线。图中 4、5、6、7 为一个持续四年的枯水年组，此枯水年组所需要的最大兴利库容为  $V'_{\text{兴}}$ ，但按虚线所求得的最大兴利库容却只是调节年与年之间径流与用水分配不均匀性的  $V_{\text{多年}}$ ，其差值  $V'_{\text{兴}} - V_{\text{多年}}$  就是该枯水年组应该增加的年库容  $V'_{\text{年}}$ 。这一  $V'_{\text{年}}$  的作用是蓄存枯水年组前面一个丰水年（第 3 年）的余水，以备该年供水期使用。注意，图中  $e$  点高于  $g$  点。还有另外一种情况是  $e$  点低于  $g$  点，这时  $V'_{\text{兴}}$  和  $V'_{\text{年}}$  都只从  $g$  点算起，而  $V'_{\text{年}}$  的作用是蓄存第一个枯水年（即第 4 年）丰水期的余水，给该年供水期使用。

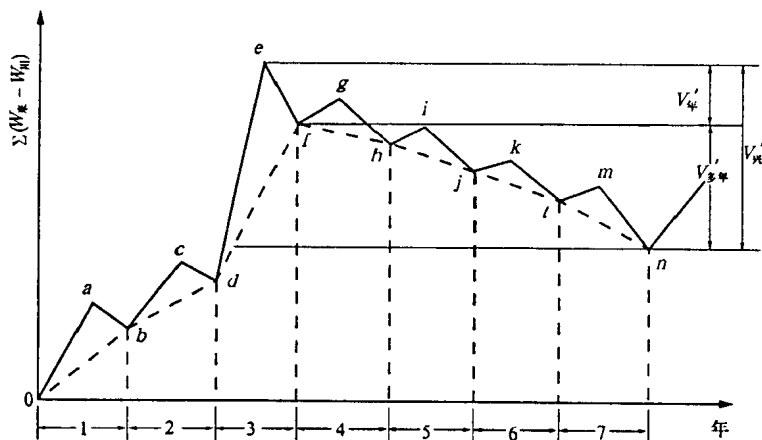


图 4.23 多年调节数理统计法中年库容的分析

以上的分析只是对一个枯水年组进行的，这绝不是说数理统计法多年调节计算的  $V_{\text{多年}}$  就是  $V_{\text{多年}}$ ， $V_{\text{年}}$  就是  $V'_{\text{年}}$ ，而且多年调节的兴利库容  $V_{\text{兴}}$  实际上同时起着年调节和多年调节的作用，我们把有保证率概念和  $V_{\text{多年}}$  加上一个没有严格保证率概念的  $V_{\text{年}}$  作为  $V_{\text{兴}}$ ，也只是一种权宜之计而已，那么， $V_{\text{年}}$  应该怎样计算呢？

$V_{\text{年}}$  的计算可采用实际代表年法，因为多年调节水库总兴利库容中的  $V_{\text{年}}$  与年调节水库的

设计兴利库容不一样,所以计算  $V_{\text{年}}$  的代表年的选择也与年调节时代表年的选择不一样,一般应考虑下列原则:

(1)年来水量不应小于年用水量,因为小于用水量的年份已属于枯水年了,是  $V_{\text{多年}}$  应解决的问题,年来水量也不能大于年用水量很多,否则按这样的年份确定的年库容将偏小,不安全。因此,用年来水量恰好等于年用水量的年份计算年库容才较合理。但实际上难得有年来、用水量恰好相等的年份,所以可选取年来水量稍大于年用水量的年份为代表年。

(2)代表年的年内分配选取多年平均的年内分配情况,因为较不利的分配情况一般应包括在枯水年组之中。

按上述原则选得代表年后,即可进行代表年的调节计算,从而确定满足该年用水量要求的年库容,即  $V_{\text{年}}$ 。此外,在灌溉用水每年不同,且来、用水量两者关系不密切或无相关时,从理论上讲,年来水量等于年用水量的年份可能不只一个,在这种情况下,可以在实测系列中选择年来水量接近并稍大于年用水量的几个年份进行调节计算,求得几个年库容,从中选取一个中等偏大的年库容作为多年调节总兴利库容中的  $V_{\text{年}}$ 。

最后,多年调节水库总兴利库容  $V_{\text{兴}} = V_{\text{多年}} + V_{\text{年}}$ 。

### 三、直接总库容法

由上面介绍的将总库容人为地划分成多年库容与年库容两部分的方法,虽然给计算带来了方便,而且似乎在多年库容计算中,来水、用水、库容和保证率这四者之间的关系比较明确严格,但对总库容而言,这四者之间的关系却是不明确的,特别是当总库容中的年库容占很大比重时,保证率的概念就越不明确了。此外,这种截然分开的计算方法也不符合多年调节水库的实际运用。因此,促使人们进一步研究多年调节总兴利库容的计算方法,如一年内多时段的多年调节数理统计法,多年库容与年库容的频率组合法、状态转移概率法等皆属此类。这种方法一般都用了一些假定,且计算工作量很大,尤其对灌溉变动用水来说更是如此,故未能在灌溉水库的兴利计算中获得实际应用,其他用水的兴利计算也未广泛采用。

## 小 结

修建水库是解决河流天然来水与用水之间矛盾的有效措施。一般在枯水年或中水年,水库能滞蓄余水期水量,保证缺水期供水。在丰水年具有较大库容的水库能滞蓄汛期部分洪水,削减洪峰,保证下游安全。

兴利调节按调节周期分可分为日调节、周调节及年调节。对于一定的河流来水而言,如果蓄水容积越大,它调节的周期就越长,调节径流的程度也越完善。多年调节的水库可同时进行年调节、周调节和日调节。

径流调节计算主要在于推求水库的蓄水量变化过程,其基本原理为水量平衡方程。即在任一时段内,进入水库的水量和流出水库的水量之差,等于水库在这一时段内蓄水量的变化。

年调节水库的计算方法有长系列法和代表年法,代表年法又分为实际代表年法和设计代表年法,而确定每一兴利库容的方法有列表法和图解法,列表法严格、细致,能考虑调节流量及各种损失水量随时间及随水库蓄水量的变化,是一种最通用的方法,图解法简捷明了,解算速度快,直观性强。

多年调节水库的计算有时历法和概率法。时历法是假定未来河川径流将重演以往水文系列的程序;而概率法主要依据频率组合原理,它是数理统计法的核心内容。时历法适用于资料系列较长、代表性较好的系列;数理统计法适用于短缺资料或资料代表性较差的系列。

### 思考题与习题

1. 水库兴利调节的基本原理是什么?
2. 什么是水库的调节周期,按调节周期分类,径流调节有几种类型?
3. 用水、兴利库容及设计保证率三者之间的关系怎样?
4. 设计保证率已定的情况下,如何判断一个水库是年调节水库还是多年调节水库?
5. 长周期调节水库为什么可以完成短周期调节任务?
6. 判断表 4.14 调节年度,水库从哪一个月开始蓄水? 属于几回应用? 不计损失,求其兴利库容。

表 4.14 来、用水分配表

月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9
天然来水(亿 m <sup>3</sup> )	4	3	3	2	8	10	12	9	7
用水(亿 m <sup>3</sup> )	5	5	4	4	6	7	8	8	9
月 份	10	11	12	1	2	3	4	5	6
天然来水(亿 m <sup>3</sup> )	6	5	4	4	3	2	1	5	9
用水(亿 m <sup>3</sup> )	8	3	3	6	5	4	3	6	7

7. 累积曲线、差积曲线各有何特点,有何适用意义?
8. 试从累积曲线和差积曲线的性质来分析它们的共性和个性?
9. 年调节水库兴利调节计算方法有哪几种? 图解法中流量比尺如取一个时段,则计算流量与水量工作是否简化? 各方法有何异同?
10. 列表法与图解法各有何优缺点?
11. 库容系数与调节系数各表示什么意义,其数值大小有哪些影响因素。
12. 数理统计法为什么只能算出多年库容?
13. 求多年调节库容时,数理统计法与时历法的优缺点各有哪些?
14. 把多年调节水库的兴利库容分为  $V_{多年}$  和  $V_{年}$  两部分,这种计算的成果是否符合设计保证率的概念?
15. 比较列表法、图解法、数理统计法的兴利调节计算各有何优缺点和适用性?
16. 年调节水库计算

要求:据已给资料求兴利库容和正常蓄水位

资料:

- (1)设计代表年( $p = 75\%$ )径流年内分配如表 4.15 第二行
- (2)综合用水过程如表 4.15 第三行。
- (3)蒸发损失月分配如表 4.15 第四行。
- (4)渗漏损失以相应月库容的 1% 计。

表 4.15 水库来用水及蒸发资料

月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
来水 (万 m <sup>3</sup> )	410	381	1 273	428	404	1 126	3 988	4 994	997	474	181	170
用水 (万 m <sup>3</sup> )	210	210	465	1 980	1 650	1 840	1 240	2 000	543	210	985	1 246
蒸发分配 (mm)	9	11	24	49	65	70	75	79	73	32	15	10

(5)水库库容特性曲线如表 4.16:

表 4.16 水库特性曲线表

水位(m)	850	852	854	856	858	860	862	864	866	868	870
水面面积 (km <sup>2</sup> )	0	0.3	0.62	0.93	1.22	1.68	2.08	2.43	2.90	3.35	3.95
容积 (万 m <sup>3</sup> )	0	100	300	1 500	2 400	3 200	3 900	4 500	4 900	5 300	5 600

$V_{\text{死}} = 300 \text{ 万 m}^3$

#### 17. 水库年调节计算

要求:图解法求  $V_{\text{死}}$

材料:设计代表年( $p = 70\%$ ),来、用水如表 4.17:

表 4.17 代表年来、用水分配表

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
来水 (万 m <sup>3</sup> )	206	376	429	440	672	520	956	1 270	899	420	189	265
用水 (万 m <sup>3</sup> )	0	685	947	620	820	780	485	347	259	125	0	395

#### 18. 变动用水情况下水库多年调节计算

要求:根据已知资料,应用时历图解法确定水库的兴利库容

资料:已知来水及用水资料,灌溉设计保证率为 75%,计入损失后,各月差值统计如表 4.18,经分析其余水期一般为 11 月至下年 3 月,亏水期一般为本年 4 月至 10 月。

计算步骤:

- (1)累计各年余、亏水期的累积量列入分期累积水量。
- (2)绘制差积曲线,在图上注明各年库容。
- (3)逐年判断兴利库容。
- (4)绘制库容经验频率曲线。
- (5)求  $p = 75\%$  的多年库容。

#### 19. 数理统计法水库调节计算

要求:根据已知资料,同频率组合法求出经验频率曲线

资料:坝址处径流资料

单位: 万 m<sup>3</sup>

表 4.18 某水库各月余亏水量表

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	余水期	亏水期
1971	100.8	139.1	263.2	-829.0	1183.3	2870.1	1681.6	-502.7	-471.8	309.6	195.5	130.0	11-7	3-9
1972	50.8	73.8	607.2	357.0	1992.3	-1083.9	-1326.4	-777.7	-405.2	165.6	248.5	104.2	10-5	6-8
1973	33.8	134.6	118.2	-758.0	139.3	308.3	-806.4	-17.7	-1586.8	-644.4	65.1	22.3	9-3	4-10
1974	219.5	308.2	-307.8	-90.0	2387.3	4185.6	10602.6	388.3	-2124.8	-34.4	156.5	127.5	11-8	9-10
1975	365.8	223.4	484.8	-1067.0	-1817.0	2915.1	-385.4	520.3	-2653.8	-2126.7	-9.3	-5.4	11-8	9-12
1976	72.5	52.0	402.2	2221.0	262.3	4095.1	3140.6	2098.3	-2877.3	-402.4	22.2	7.0	11-8	9-10
1977	75.0	157.4	55.6	-1212.7	1566.3	184.1	-172.4	-3314.7	-4065.5	-2693.2	-16.1	35.6	11-6	7-11
1978	-0.2	-15.5	7.7	389.0	-490.7	-3825.5	808.6	4524.3	-2319.3	62.2	100.5	49.3	12-8	9
1979	42.3	502.8	676.2	553.0	681.3	1976.1	-1511.4	-5067.5	-4005.9	-693.6	88.5	86.2	10-6	7-10
1980	27.2	16.3	677.2	-373.0	204.3	4750.1	823.6	-4238.7	-1710.0	-742.0	70.1	30.1	11-7	8-10
1981	-5.6	-11.9	66.5	-1738.3	-2412.0	-2567.3	-2273.4	-2837.7	-2453.6	-620.9	327.5	23.0	11-3	4-10
1982	81.0	17.6	-611.2	-1111.6	-1026.7	-1958.8	1186.6	431.3	-139.8	-1485.1	226.5	163.0	11-2	3-10
1983	50.9	10.7	30.6	-51.0	757.3	-3079.0	1040.6	7783.3	-1231.8	-379.2	58.0	17.0	11-8	9-10
1984	133.8	363.7	467.2	2420.0	2278.3	132.3	267.0	-2302.7	-1325.8	620.6	297.8	90.0	11-7	8-9
1985	38.1	67.8	-363.8	38.0	-1067.7	-1807.7	64.6	-858.7	-2215.4	158.6	125.0	71.4	10-2	3-9
1986	35.2	6.5	33.3	-857.1	-828.4	-784.1	-24.4	-5061.9	-3799.5	-665.8	45.4	16.6	10-3	4-10
1987	22.0	162.5	405.2	-318.0	-1027.3	2960.1	-356.4	-2105.7	-1001.8	231.6	1411.5	463.0	11-6	7-9
1988	204.8	128.6	297.2	343.0	1240.3	-1191.4	10589.6	-1577.7	1288.8	-1472.7	406.0	286.0	10-7	8-10
1989	280.1	505.6	263.2	678.0	862.0	-213.9	6948.6	1183.3	-462.8	-176.4	229.8	160.0	11-8	9-10
1990	186.4	85.2	125.7	86.0	5057.3	4215.1	284.6	-2381.7	1368.2	305.6	163.5	124.0	11-7	8
1991	112.5	109.6	160.0	-1479.8	879.3	2495.1	228.9	-1402.7	-2101.3	506.6	135.5	21.3	9-7	8-9
1992	18.2	65.0	672.2	-799.0	1800.3	928.1	-2067.4	-3781.7	-1448.8	-197.6	397.5	123.7	10-6	7-9
1993	48.6	191.6	355.2	1556.0	1801.3	766.1	7506.6	693.3	2456.2	219.6	459.5	204.0	10-9	0
1994	205.8	202.0	203.5	-854.0	5732.3	1150.1	-820.4	-3908.7	-2953.0	-149.4	177.1	158.3	10-6	7-10



$$W_0 = 373 \text{ 亿 m}^3 \quad C_V = 0.2 \quad C_S = 2C_V$$

$$\alpha = 0.9 \quad \beta = 0.3$$

$C_V = 0.2, C_S = 2C_V$  查  $p$ -Ⅲ型曲线  $K_p$  值为如表 4.19

表 4.19  $p$ -Ⅲ型曲线  $K_p$  值表

$p/\%$	1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	99
$K_p$	1.52	1.26	1.16	1.09	1.04	0.99	0.94	0.89	0.83	0.75	0.59

步骤:

(1)由库空开始,作  $K = \alpha + \beta$  的水平线,得出第一年末蓄水保证曲线,再与来水组合得第二年总来水曲线。

(2)第三年调节时,再做  $K = \alpha + \beta$  的水平线,得出第二年蓄水保证率,最后求得保证率稳定曲线,并定出水库正常工作的保证率  $p$ 。

## 第五章 小型水电站水能计算

### 第一节 概 述

水力发电原理及其需水特性如第二章所述。水电站的出力主要决定于流量和水头。为了获得一定的水头来发电,就必须修建各种水工建筑物,把分散的落差集中起来。

水能计算又称水能设计(water power planning),是水电站规划设计中一项关系全局的综合性工作,其主要任务是:

- (1)确定水电站的动能指标,包括保证出力、装机容量及多年平均发电量。
- (2)配合水工和机电设计,确定水电站正常蓄水位、死水位及水电站主机设备等。
- (3)对水电站的经济效益进行计算和分析。

本章主要讲述第一项内容,第二、第三项内容将在以后各章做简要介绍。

小型水电站的水能计算,常采用简化方法。为了简化设计工作,又要保证一定的精度,除多年调节水库水电站的水能计算外,通常并不要求对长系列多年水文资料进行逐年计算,而是从多年长系列资料中选出几个代表年进行。对于以灌溉为主的水库水电站,代表年的选择除考虑年径流量外,还必须同时考虑年用水量。

由于水电站的调节性能差别很大(无调节、日调节、年调节或多年调节),又由于水库的主要兴利任务不同(以发电为主或以灌溉为主),也由于水电站的大小不同以及是否参加电网等,致使水电站水能计算的方法也有很大差异,必须根据具体情况采用相应的计算方法。

### 第二节 设计代表年和设计代表期

设计水利水电工程时,根据长系列水文资料进行径流调节等计算,可以获得比较精确的结果,但手算工作量大,尤其在多方案比较时,工作量更大。在方案比较阶段,这样做并无必要。因此,在实际工作中常采用简化方法,即从水文资料中选择一些代表年份或代表期进行计算,其成果精度一般能满足规划和初步设计的要求。

#### 一、设计代表年

设计中选取哪几种代表年进行计算,需根据掌握资料的长短、水电站等兴利部门的规模及设计精度要求等因素确定。一般选以下三种特定年份作为设计代表年。

##### 1. 设计枯水年

选择所提供效益(例如水电站出力、灌溉流量等)在长系列资料中的频率与设计保证率一致的年份作为设计枯水年。针对该年进行计算,所得成果表明恰好符合设计保证程度的兴利情况。

##### 2. 设计中水年

通常选取年径流量系列中频率为 50% 左右,径流年内分配接近于多年平均情况的年份作

为设计中水年。针对该年进行计算,所得成果表明一般来水条件下的兴利情况。

### 3. 设计丰水年

一般选取年径流量系列中频率  $P_{\text{丰}} = 1 - P_{\text{设}}$ , 而径流年内分配接近于较丰年份多年平均情况的年份作为设计丰水年。针对该年进行计算,所得成果表明丰水条件下的兴利情况。

关于设计代表年的选定方法,请参阅参考文献[24]。对于径流式水电站,应定出设计代表年的日平均流量过程,也可直接绘制天然来水日平均流量频率曲线,供设计时使用。

## 二、设计代表期

### 1. 设计枯水系列

多年调节的调节周期为若干年,故对于多年调节水库,应选择包括若干年的设计代表期进行径流调节计算。为了保证精度要求,应尽可能取得较长而连续的逐年逐月资料(不少于 30 年),资料应能反映径流年际变化特征。在一般情况下,由于水文资料的限制,能获得完整调节周期数是不多的,很难应用枯水系列频率分析法来选定设计枯水系列。通常采用扣除允许破坏年数的方法加以确定,即按下式计算在设计保证率条件下正常工作允许破坏的年数:

$$T_{\text{破}} = T_{\text{总}} - p_{\text{设}}(T_{\text{总}} + 1) \quad (5.1)$$

式中  $T_{\text{破}}$ ——允许破坏的年数;

$T_{\text{总}}$ ——水文系列总年数,  $(T_{\text{总}} + 1)$  是类似于水文统计中用样本估计总体的合理修正。然后,在实测资料中选出最严重的连续多年枯水年组,逆时序从该枯水年组末起扣除允许破坏年数  $T_{\text{破}}$ ,余下的即为所选的设计枯水系列。这时,尚需注意以下两点:

(1)以根据所选设计枯水系列进行调节计算的结果,对其它枯水年组进行校核,看是否另有遭破坏的情况,若有,则应从  $T_{\text{破}}$  中扣除。

(2)有时需校核破坏年份供水量及出力能否满足最低要求。若不能满足,则应按最低要求,在允许破坏年份前一年枯水期末预留部分库容。

### 2. 设计中水系列

为计算多年调节水库的多年平均兴利效益(如多年平均年发电量等),选择设计中水系列,其原则是:

- (1)系列中应尽可能包括几个丰水年、中水年和枯水年。
- (2)系列的平均流量与长系列水文资料的多年平均流量相近。
- (3)系列的年水量变差系数  $C_v$  应与长系列的相近。
- (4)所选系列应是一个或几个完整的调节循环。

当电力系统中有若干水电站联合运行且相互进行补偿时,最好按长系列进行计算,或以补偿电站为主,选出统一的设计代表系列。

## 第三节 水电站的分类

如前所述,水电站的出力主要决定于流量和水头。为了获得一定的水头来发电,就必须修建各种水工建筑物把分散的落差集中起来。根据集中落差的方式不同,水电站的开发方式可分为坝式、引水式和混合式三种基本类型。根据径流调节方式的不同,水电站又可以分为蓄水式和径流式两大类。水电站有水库蓄水能进行径流调节的称蓄水式水电站(storage hydropower

station);若无可供调节径流用的较大水库,只能引取未经调节的天然流量来发电的,称为径流式水电站(runoff hydropower station)。小型水电站有的参加电网运行,有的单独运行,它们的水能计算方法有一定的差别,这将在后面加以讨论。现以水电站的开发方式为线索,对水电站的分类简介如下:

### 1. 坝式水电站

在河道中修建拦河坝,抬高上游水位,形成水库。这样,坝上游水库水面与坝下河流水面之间形成了水头,通过引水系统将水库的水引到厂房、冲动水轮机带动发电机发电。

坝式水电站(dam hydropower station)按照厂房位置的不同,可分为河床式(plant in river channel)和坝后式(plant at dam toe)两种。河床式水电站的厂房是挡水建筑物的一部分,能承受水的压力,这种型式适合于平原河流低水头电站(如图 5.1a)。坝后式水电站的厂房位于坝后,厂房不承受上下游水位差的压力,因而适合于河床较窄、洪水流量较大的高中水头电站,如图 5.1b 所示。利用涵洞从库内取水进行灌溉,在总干渠的渠道修建水电站,虽不属坝式水电站,但却为典型的蓄水式,这也比较常见。

坝式水电站由于有水库调节,使水能可以得到比较充分的利用,但基建工程量较大,且造成上游一定的淹没。

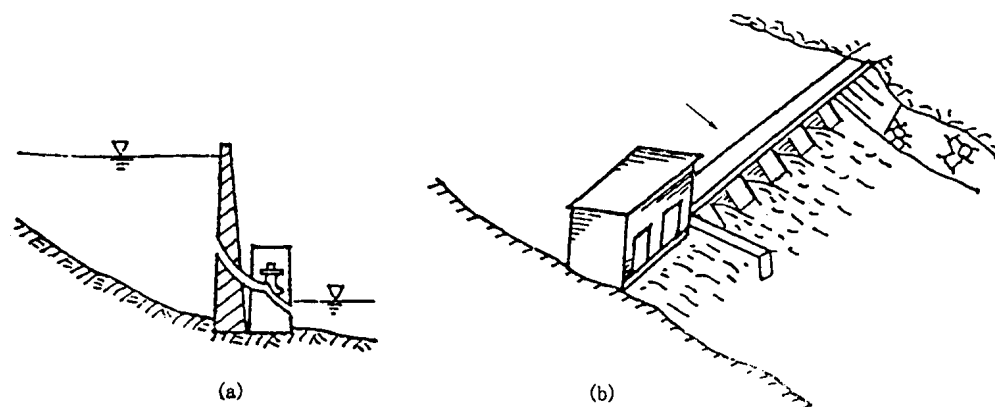


图 5.1 坝式水电站  
(a)河床式;(b)坝后式

### 2. 引水式水电站

引水式水电站(diversion hydropower station)多位于河道坡度较陡的上中游河段,只要在河道上建低坝,将水导入引水道(渠道或隧洞),引水道的比降比天然河道的比降小,故在引水道末端和天然河道之间形成了一个集中的落差,再在引道末端接压力水管,将水导入电站厂房发电,如图 5.2 所示。此种电站适用于流量较小,比降较陡的山区河道。在河道急弯处,裁弯取直,也可获得落差修建引水式水电站。当两条相邻河道的河段接近且水面高程相差很大时,则可用隧洞跨流域引水发电。

### 3. 混合式水电站

混合式水电站(mixed hydropower station)是前面两种开发方式的结合。在河段的上游筑一拦河坝集中一部分落差,并形成一个调节水库,再用压力引水道(如隧洞)引水至河段下游,然

后用压力水管引水入厂房发电如图 5.3,当河段上游坡降较小且筑坝后淹没损失不大,下游坡降陡且有条件集中较大的落差时,采用这种开发方式往往是比较经济的。

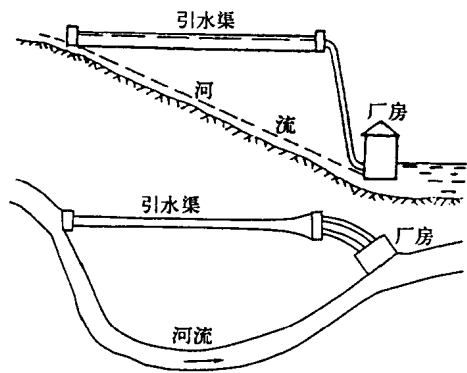


图 5.2 引水式水电站

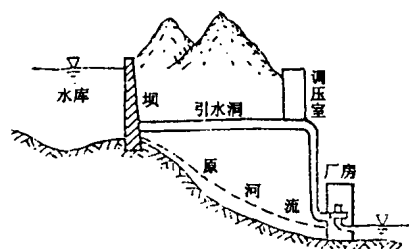


图 5.3 混合式水电站

此外,还可利用天然瀑布、灌区跌水、高山湖泊的水源来发电,它们都可归入以上三种基本类型。潮汐电站(tidal power station)则属于另一种类型,是利用潮汐水位涨落时产生的能量来发电的。

## 第四节 电力系统的负荷及其容量组成

### 一、电力系统及其用户

水电站供电是为了保证工农业生产和人民生活的需要,因此,在确定水电站规模时,除考虑溪、河水能资源情况外,还应分析用户对电力的需要。供电区内所有用户用电要求的总和就构成电力系统(power system)或水电站的负荷(load)。

近代的电力供应,往往由许多不同类型的电站,包括火电站、水电站以及迅速发展起的原子能电站等,一起联合供电,使各电站互相取长补短,改善各电站的工作条件,提高供电可靠性,节省发电费用。在一个地区内,在各电站之间及电站与用户之间用输电线连成一个整体,称为电力系统或电网(electric network)。过去,电网都是指一个大地区的;但最近以来,以一个县或几个县为单位的小电网(也称地方电网)不断出现,小型水电站的设计也必须考虑这一因素。

电力系统中有各种类型的用户,各种用户又有不同的用电要求。在实际工作中,可按用户分类计算供电地区的负荷。地方电网通常将用户分为工业用电、农业用电和居民生活照明用电三大类。

工业用电:在一年之内负荷变化不大。在一天之内,由于工作班次及产品种类的不同,可使负荷有很大差别。

农业用电:包括灌排用电,农、副产品加工用电,畜牧业用电(铡草、饲料加工等),田间耕作、捕虫用电以及公用事业用电等。灌排用电是目前农业生产上主要用电项目。农业生产用电的特点是具有明显的季节性。

城镇和农村生活照明用电:在一年内和一昼夜之间均有较大的变化。如冬季耗电比夏季

多,而晚间又比白天用电多。

农村工农业生产及生活用电,各地区随着生产的发展和人民生活水平的不断提高,用电量将日益增长。

在推算电力系统总负荷时,还应计入输电线路损失和电站的厂用电。

## 二、电力负荷图

如上所述,电力系统的负荷在一日、一月及一年之内都是变化的,其变化程度与系统中的用户组成情况等因素有关。对于小电网来说,可将系统内所有用户的负荷变化过程叠加起来,再加上线损和厂用电,即得系统负荷变化过程线,称为电力负荷图(power load chart)。一日的负荷变化过程线叫日负荷图(daily power load chart);一年的负荷变化过程线叫年负荷图(annual power load chart)。

利用负荷图,可以比较合理地确定所设计水电站的工作容量。单独运行的小型水电站,也可计算其供电区的负荷,并绘制相应的负荷图。

### 1. 日负荷图

图 5.4 表示一般大中型电力系统的日负荷图,图中各阶梯表示每小时平均负荷值。在一天中,一般是 2~4 时负荷最低;清晨照明负荷增加,随后工厂陆续上班,所以在 8 时左右形成第一高峰;12 时左右午休,负荷又下降;傍晚到入夜时出现第二高峰;深夜以后,某些工厂企业下班,负荷再次下降。一日内峰谷大小和出现时间与系统内用户的生产特性及系统所处的纬度有关,通常是第二高峰大于第一高峰。至于县和县以下的小型电网,其日负荷的变化则是各式各样的,但下述日负荷图的基本性质则是共同的。

日最大负荷  $N''$ 、日平均负荷  $\bar{N}$  及日最小负荷  $N'$  称为日负荷图的三个特征值。日负荷图所包围的面积就是日用电量  $E_{\text{日}}$ ,它与日平均负荷  $\bar{N}$  的关系为:

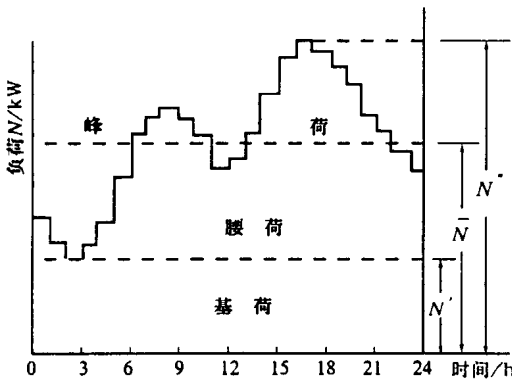


图 5.4 日负荷图

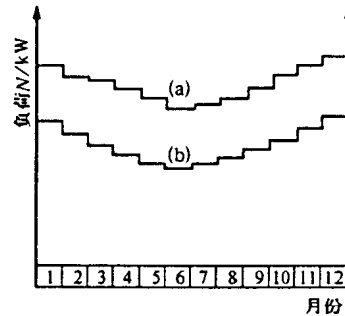


图 5.5 年负荷图

(a)月最大负荷曲线;(b)月平均负荷曲线

$$E_{\text{日}} = 24\bar{N}(\text{kW}\cdot\text{h}) \quad (5.2)$$

把  $N''$ 、 $\bar{N}$  和  $N'$  标在日负荷图上,则将日负荷图划分成三个部分。在最小负荷  $N'$  以下的部分为基荷(base load);  $N'$  与  $\bar{N}$  之间为腰荷(mid load);  $\bar{N}$  以上至  $N''$  为峰荷(peak load)。

### 2. 年负荷图

年负荷图一般采用最大年负荷曲线和平均年负荷曲线。在实际设计时,一般都用阶梯线

表示,并且一个月画一个阶梯。在月最大年负荷图上,每月阶梯高度为该月最大负荷日的最大负荷[图 5.5(a)],它表示电力系统各月所需的工作容量,故此图是电力系统平衡和求装机容量的依据。在月平均年负荷图上,各月阶梯高度为该月中各日平均出力的平均值[图 5.5(b)],此线下面所包围的面积即为系统一年内所需的发电量。由于夏季和春秋季节的照明及采暖负荷减小,故年负荷曲线中部的负荷有所下降。当系统中灌排用电占的比重较大时,则年负荷曲线中部反而会凸起,即夏季负荷高于冬季负荷。

电力系统的负荷,随着国民经济的发展逐年增加,故设计水电站时应从发展观点选一个设计水平年。水电站设计水平年的确定,应根据电力系统的电力资源、水火电比重及本水电的具体情况分析确定,一般可采用第一台机组投入运行后的 5~10 年。所选设计水平年应与国民经济发展计划年份相一致。

### 三、水电站的装机容量及容量组成

一个水电站的装机容量(installed capacity)是厂房内各机组额定容量(发电机铭牌出力)的总和,在正常情况下,是水电站最大出力的极限值。水电站装机容量是标志水电站规格和生产能力的一项重要指标,它与资金、人力、物力以及水能资源的合理利用有关,也涉及近期与远景开发相结合的问题。装机容量过大会造成资金浪费和设备积压,过小则水能资源得不到充分利用。

水电站的装机容量是为了满足供电区用户负荷要求而设置的。电网的负荷要求就是电网内各电站应提供的出力。电力负荷是随时间而变化的,电网为满足最大负荷的需要而装设的容量称最大工作容量( $N_{\text{工}}$ )(maximum working capacity),它等于最大年负荷图上的最大负荷值。

电网内仅装设最大工作容量还不能保证电网的正常运行,应装设一些备用容量( $N_{\text{备}}$ )(spare capacity)。备用容量用于:

(1)满足超过设计最高负荷的跳动负荷,称负荷备用容量( $N_{\text{负}}$ )(load spare capacity)。负荷备用容量根据电网内负荷跳动较大的设备情况而定。

(2)替代突然发生事故的机组进行工作,称事故备用容量( $N_{\text{事}}$ )(emergency spare capacity)。事故备用容量一般按地方电网内最大一台机组的容量装设,通常选择有调节库容的较大容量的坝式水电站承担。

(3)替代检修的机组进行工作,称检修备用容量( $N_{\text{检}}$ )(services spare capacity)。

最大工作容量和备用容量统称为必需容量( $N_{\text{必}}$ )(essential capacity),是正常供电必不可少的。

此外,调节性能较差的水电站,除必需容量外,可再多装一些容量,以便充分利用丰水期的水量发季节性电能,减少弃水,称季节容量( $N_{\text{季}}$ )(seasonal capacity)。此容量可满足季节用户的需要。由于水电站在丰水期发季节性电能,相应地可以使电网内的火电站少发一部分电能,以节省煤耗。这部分容量由于受到设计枯水日或枯水年水量的限制,并不因为水电站多装设了这部分容量而能减少火电站的必需容量,故水电站的这部分容量又称为重复容量( $N_{\text{重}}$ )(repeated capacity)。

上述各种容量关系可用下式表示:

$$\begin{aligned} N_{\text{装}} &= N_{\text{必}} + N_{\text{季(重)}} \\ &= N_{\text{工}} + N_{\text{备}} + N_{\text{季(重)}} \\ &= N_{\text{工}} + N_{\text{负}} + N_{\text{事}} + N_{\text{检}} + N_{\text{季(重)}} \end{aligned} \quad (5.3)$$

每个水电站的工作容量、备用容量和重复容量都是电网总容量的一部分。一个水电站的装机容量常大于其工作容量,至于大多少,则应视电网和水电站本身的具体条件而定。一般地说,除工作容量外,调节性能较好的水电站常装设备用容量,调节性能差的则装有较多的重复容量。尚须指出,上述各种容量值的大小是随时间和条件而不断发展变化的,而且可能在不同的电站,不同的机组上相互转换,但其组成是不变的。

## 第五节 水电站保证出力的计算

在第三章中已讲过水电站的设计保证率及其选择,水电站相应于设计保证率的枯水期出力就是水电站的保证出力(firm output)。它是水电站的主要动能之一,同时又是决定水电站装机容量的一个依据。小型水电站有不同的类型,其工作条件各不相同,故保证出力的计算方法也不同,现分述如下。

### 一、无调节水电站保证出力的计算

如果水电站上游没有水库或虽有水库但库容过小,不能将天然来水重新分配,这就是无调节水电站。山区的引水式水电站及河渠上的径流式水电站均属此类。无调节水电站的引用流量完全取决于天然来水过程,若上游有其他需水部门取水,则应将这部分流量从天然来水中扣除。发电水头的确定也比较简单。因上游水位基本保持不变,一般即采用水库正常水位或引水渠末端的正常水位作为上游水位。下游水位则与下泄流量有关,可从下游水位—流量关系曲线查得。水头损失  $\Delta h$  可用水学中的公式估算。

无调节水电站的水能计算,可按已有的长系列水文资料进行,但小型水电站则常采用丰、平、枯三个代表年。将各年的所有日平均流量由大到小分成若干组,分别统计各年的日平均流量在每组的日数,并统计三年内各组的总日数及累积总日数,再按分组日平均流量的末值计算出力,具体做法见例 5.1,出力按下面公式计算。

$$N = AQH_{\#} \quad (5.4)$$

式中  $Q$ ——发电日平均流量  $\text{m}^3/\text{s}$ , 等于天然日平均流量减去其他用水部门引走的流量和水库、渠道损失的流量;

$H_{\#}$ ——净水头  $\text{m}$ , 等于上、下游水位差扣除水头损失, 即

$$H_{\#} = Z_{\text{上}} - Z_{\text{下}} - \Delta h;$$

$A$ ——出力系数, 可根据单机容量大小及传动方式分析确定。

然后按经验频率公式  $P = \frac{m}{n} \times 100\%$  计算日平均发电流量和日平均出力的频率。根据以上计算结果, 可绘出水电站日平均发电流量频率曲线和日平均出力频率曲线, 如图 5.6。图中, 如果把横坐标  $T$  的总历时用 365 天或 8760 小时表示, 则又称为日平均流量历时曲线和日平均出力历时曲线。

无调节水电站的保证出力是指相应于设计保证率的日平均出力。根据选定的设计保证率  $p$ , 在  $N-p$  曲线上即可查得水电站的日平均保证出力  $N_p$ , 如图 5.6 中的虚线和箭头所示。

也可以采用以下简化方法: 即根据设计保证率先在  $Q-p$  曲线上查得日平均保证流量  $Q_p$ , 后再用公式  $N_p = AQ_p H_p$  计算水电站的日平均保证出力。其中  $H_p = Z_{\text{上}} - Z_{\text{下}, Q_p} - \Delta h$ 。在水



头影响不大的情况下,此法简便得多。

【例 5.1】某无调节水电站,是个引水式水电站,根据当地地形及水工建筑物布置情况,得设计净水头为 24.3m,并取为常数。本站下游不远处设有水文站,该水文站有 1973~1995 年共 23 年的日流量实测资料,设计中直接引用了这些资料。

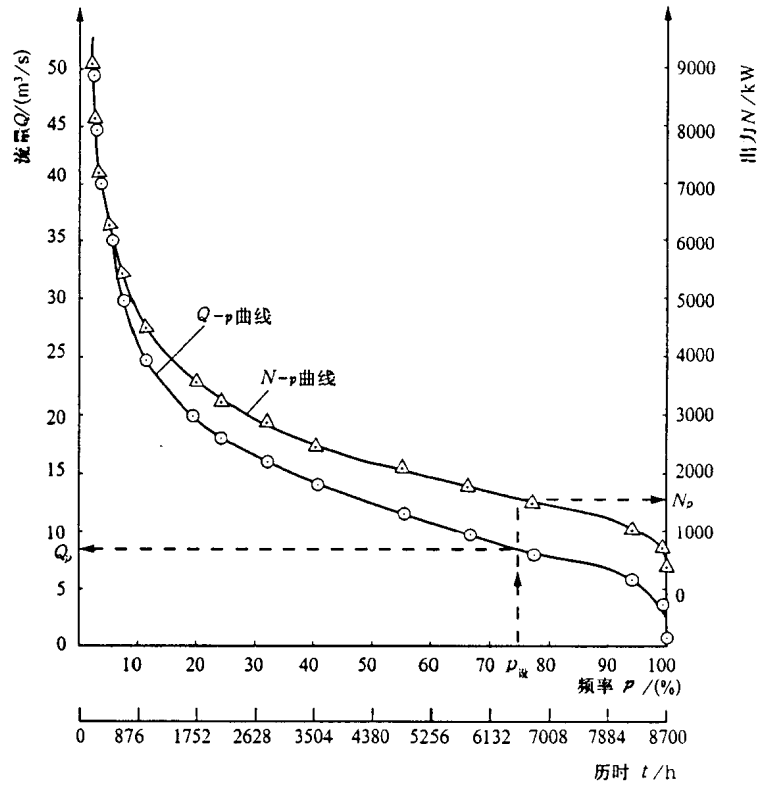


图 5.6 日平均流量、日平均出力频率(历时)曲线

对 23 年的平均流量进行频率计算,选得丰、平、枯三个代表年如下:

- 丰水年( $p = 25\%$ ), 1984 年,  $Q = 21.5\text{m}^3/\text{s}$ ;
- 平水年( $p = 50\%$ ), 1979 年,  $Q = 13.4\text{m}^3/\text{s}$ ;
- 枯水年( $p = 75\%$ ), 1994 年,  $Q = 10.2\text{m}^3/\text{s}$ 。

三个代表年的日流量共有  $366 + 365 + 365 = 1096$  个。将各年日流量资料进行分组(为便于频率曲线的绘制而采用了变化的组距),按递减次序排列(表 5.1),计算各组中三年总流量个数  $n$  及累积流量个数  $m$ ,并按各组末值流量利用公式(5.4),取  $A = 7.5$ ,计算其相应的出力  $N$ ,见表 5.1 第(2)栏。按此表即可绘制日平均流量和日平均出力频率曲线,如图 5.6。由已知设计保证率  $p = 75\%$ ,从图 5.6 中可查得  $Q_p = 8.7\text{ m}^3/\text{s}$ ,  $N_p = 1590\text{kW}$ 。也可按简化法求得  $N_p = A Q_p H_p = 7.5 \times 8.7 \times 24.3 = 1590\text{kW}$ 。因净水头  $H_{\text{净}}$  取为常数,故二法所得结果相同。

### 二、日调节水电站保证出力的计算

日调节水电站具有一些调蓄库容,仅能进行日内调节,调节一日内的天然流量以适应日负荷变化的需要。某些小型坝式水电站、混合式水电站以及具有日调节池的引水式水电站,属于

表 5.1 日平均流量和日平均出力频率(历时)曲线计算表

分组流量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	组末出力/ kW	各年分组流量个数			三年总计		频率 $P$ / (%)	年平均 历时/ h
		丰水年 (1984)	平水年 (1979)	枯水年 (1994)	分组流量 个 数	累积流量 个 数		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
~100.0	18 230	0	1	0	1	1	0.1	8
99.0~90.0	16 400	2	1	0	3	4	0.4	32
89.9~80.0	14580	0	1	1	2	6	0.5	49
79.9~70.0	12 760	1	0	0	1	6	0.6	56
69.9~60.0	10 940	3	3	2	8	15	1.4	120
59.9~55.0	10 020	1	1	0	2	16	1.6	136
54.9~50.0	9 110	5	2	2	9	26	2.4	208
49.9~45.0	8 200	6	1	0	7	33	3.0	263
44.9~40.0	7 290	5	2	0	7	40	3.7	320
39.9~35.0	6 380	18	3	1	22	62	5.7	496
34.9~30.0	5 470	19	2	2	23	85	7.8	680
29.9~25.0	4 560	27	8	2	37	122	11.1	975
24.9~20.0	3 650	73	16	9	98	220	20.1	1 758
19.9~18.0	3 280	36	9	4	49	269	24.5	2 150
17.9~16.0	2 920	35	22	25	82	351	32.0	2 806
15.9~14.0	2 550	47	21	30	98	449	41.0	3 589
13.9~12.0	2 190	54	57	49	160	609	55.6	4 868
11.9~10.0	1820	13	45	61	119	728	66.4	5 818
9.9~8.0	1 460	11	57	44	112	840	76.6	6 714
7.9~6.0	1 090	10	85	95	190	1 030	94.0	8 233
5.9~4.0	730		28	33	61	1 091	99.5	8 720
3.9~2.0	370			5	5	1 096	100.0	8 760
总 计		366	365	365	1 096			

此类。

日调节水电站的保证出力计算方法与无调节水电站基本相同。区别仅在于无调节水电站的上游水位固定不变,而日调节水电站的上游水位则在正常蓄水位和最低水位之间有小幅度变化,计算时采用其平均水位。

### 三、年调节水电站保证出力的计算

以发电为主的年调节水库只要供水期发电得到保证,则全年工作就有保证。因此,年调节水电站的保证出力是指相应于设计保证率的年供水期的平均出力。这里,设计保证率采用年保证率。

计算保证出力是在水库正常蓄水位和死水位已定的情况下进行的。对于年调节水电站来说,比较精确的计算方法是利用已有的全部水文资料,通过径流调节算出每年供水期的平均出力,然后对这些出力进行频率计算,做出年供水期平均出力的频率曲线,则该曲线上相应于设计保证率的年供水期平均出力,便是年调节水电站的保证出力。

对于小型水电站来说,一般并不做上述的逐年调节计算,而是按设计保证率选一个枯水代表年,算出该年的供水期平均出力,用该值作为年调节水电站的保证出力。在用此法时,目前多用等流量法进行调节计算,亦即先求出供水期的平均调节流量  $Q_p$ ,按此流量求各月出力,再以各月出力的平均值作为年调节水电站的保证出力。

供水期的发电用水为水库兴利库容的蓄水加上供水期天然来水量并扣除水量损失和从库区引走的水量,即

$$Q_p = \frac{W_{\text{供}} + V_{\text{兴}} - W_{\text{损}} - V_{\text{引}}}{T_{\text{供}}} \quad (5.5)$$

式中  $Q_p$  ——水电站枯水代表年供水期的调节流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$W_{\text{供}}$  ——供水期天然来水量( $\text{m}^3$ );

$V_{\text{兴}}$  ——水库兴利库容( $\text{m}^3$ );

$W_{\text{损}}$  ——水量损失( $\text{m}^3$ );

$V_{\text{引}}$  ——从库区引走的水量( $\text{m}^3$ );

$T_{\text{供}}$  ——供水期(s)。

如暂不考虑水量损失且库区无引水,则式(5.5)可简化为:

$$Q_p = \frac{W_{\text{供}} + V_{\text{兴}}}{T_{\text{供}}} \quad (5.6)$$

必须注意,供水期是指天然流量小于调节流量的时期。在求出调节流量之前,需先假定供水期,按公式(5.5)或(5.6)求调节流量  $Q_p$ ,再根据  $Q_p$  检验假定的供水期是否合理,一般试算一、两次即可确定。

为简化计算,可在求定  $Q_p$  后,只计算水电站在供水期的平均水头  $H_p$ ,而用公式

$$N_p = A Q_p H_p \quad (5.7)$$

直接计算年调节水电站的保证出力。

如上所述,可以看出,在进行年调节水电站的水能计算之前,必须先选定(或拟定)水库的正常蓄水位和死水位。近年来,小型水电站的规模已可达 25 000 kW,在规划较大的小型水电站时,需进行动能经济比较,以合理地确定水库的正常蓄水位和死水位。关于这部分内容,可参见参考文献[29]。

【例 5.2】某坝后式水电站设计保证率为 85%,具有年调节水库,兴利库容为 3150 万  $\text{m}^3$ ,死库容为 1050 万  $\text{m}^3$ ,库区无其他部门引水。枯水代表年月平均流量资料如表 5.2 第(1)、(2)栏。求此水电站的保证出力。

对枯水代表年进行径流年调节和出力计算(如表 5.2),其具体步骤如下:

水库按等流量调节,先假定供水期为 10~2 月,供水期 5 个月的天然来水量为:

$$\begin{aligned} W_{\text{供}} &= (0.85 + 1.20 + 1.00 + 1.65 + 2.50) \\ &\quad \times 30.4 \times 24 \times 3\,600 = 1\,890 \times 10^4 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

调节流量为:

$$Q_p = \frac{W_{\text{供}} + W_{\text{兴}}}{T_{\text{供}}} = \frac{(1\,890 + 3\,150) \times 10^4}{5 \times 30.4 \times 24 \times 3\,600} = 3.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

此流量与天然来水比较,发现 9 月份应为供水期,应重新计算供水期为 9~2 月共 6 个月

表 5.2 某年调节水电站枯水代表年出力计算表

月 份	天然来水/ (m <sup>3</sup> /s)	发电用水/ (m <sup>3</sup> /s)	多 余 水 量		不 足 水 量		月末水库 蓄水/ (万 m <sup>3</sup> )	平均蓄水/ (万 m <sup>3</sup> )	月平均 水位/ m	下游 水位/ m	水头/ m	出力/ kW
			流 量/ (m <sup>3</sup> /s)	水 量/ (万 m <sup>3</sup> )	流 量/ (m <sup>3</sup> /s)	水 量/ (万 m <sup>3</sup> )						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
2							1 050					
3	7.50	4.90	2.60	682			1 732	1 390	25.50	1.50	24.00	823
4	6.50	4.90	1.60	422			2 154	1 943	28.50	1.50	27.00	926
5	5.00	4.90	0.10	26			2 180	2 167	29.50	1.50	28.00	960
6	12.00	4.90	0.60	158			4 042	3 111	32.40	1.50	30.90	1 060
7	5.50	4.90	0.60	158			4 200	4 121	34.80	1.50	33.30	1 140
8	3.90	3.90	0	0			4 200	4 200	35.00	1.30	33.70	920
9	2.35	3.60			1.25	327	3 873	4 037	34.50	1.30	33.20	837
10	0.85	3.60			2.75	720	3 153	3 513	33.00	1.30	31.70	799
11	1.20	3.60			2.75	720	3 153	3 513	33.00	1.30	31.70	743
12	1.00	3.60			2.60	681	144	2 184	29.70	1.30	28.40	716
1	1.65	3.60			1.95	610	1 334	1 590	26.80	1.30	25.50	643
2	2.50	3.58			1.08	284	1050	1 192	24.60	1.30	23.30	583

的天然来水量  $W_{\text{供}} = 2\,510 \times 10^4 \text{ m}^3$ ; 调节流量  $Q_p = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$ 。检验计算结果, 知枯水期定为 9~2 月是合理的, 将  $Q_p = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$  填入表 5.2 第(3)栏供水月份内。

再设 3~7 月为蓄水期, 蓄水期亦按等流量调节, 其调节流量为:

$$Q_{\text{调}} = \frac{W_{\text{蓄}} - W_{\text{兴}}}{T_{\text{蓄}}} = \frac{(7.5 + 6.5 + 5.0 + 12.0 + 5.5) \times 30.4 \times 24 \times 3\,600 - 3\,150 \times 10^4}{5 \times 30.4 \times 24 \times 3\,600} = 4.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

此值与天然来水比较, 可以看出蓄水期取得合理。将此  $Q_{\text{调}}$  填入表 5.2 第(3)栏蓄水月份内。

从表 5.2 中可以看出, 8 月份天然流量为  $3.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , 此值大于供水期的调节流量  $3.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , 又小于蓄水期的调节流量  $4.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , 因此 8 月份可按天然来水发电, 水库既不蓄水, 也不供水, 保持满蓄。

然后逐月进行水量平衡计算, 求出各月平均蓄水量, 查库容曲线得各月的平均库水位, 再由各月调节流量查得下游水位, 算出每月平均水头和平均出力, 供水期的平均出力即为水电站保证出力  $N_p$ :

$$N_p = \frac{837 + 799 + 743 + 716 + 643 + 583}{6} = 720 \text{ kW}$$

以上计算未考虑水量损失及水头损失, 故结果偏大。

当求出供水期调节流量  $Q_p = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$  以后, 也可按公式(5.7)直接计算  $N_p$ 。此时应先求供水期的平均库容  $V_{\text{供}} = V_{\text{死}} + \frac{1}{2} V_{\text{兴}} = 1\,050 \times 10^4 + \frac{1}{2} \times 3\,150 \times 10^4 = 2\,625 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 查库容曲

线得供水期平均库水位  $Z_{\text{上}} = 30.90\text{m}$ ,  $Z_{\text{下}} = 1.30\text{m}$ , 暂不计水头损失, 则得  $H_p = 30.90 - 1.30 = 29.60\text{m}$ 。由此可算出:

$$N_p = AQ_p H_p = 7 \times 3.60 \times 29.60 = 745\text{kW}$$

故采用简法所求得保证出力也是合理的。

#### 四、多年调节水电站保证出力的计算

在多年调节兴利库容已定的情况下, 求多年调节水电站的保证出力, 为了简化计算起见, 通常是在长系列水文资料中选取一个枯水代表年组。当水库蓄满以后出现的枯水年组不止有一个时, 一般选取最枯的, 即组内供水期调节流量为最小的枯水年组作为枯水代表年组。为便于说明问题, 暂不考虑从库区引水和水库水量损失。这时, 计算调节流量的公式可简化为:

$$Q_{\text{调}} = \frac{W_{\text{供}} + V_{\text{兴}}}{T_{\text{供}}} \quad (5.8)$$

式中  $T_{\text{供}}$ ——枯水代表年组的供水期(s), 见图 5.7;

$W_{\text{供}}$ ——枯水代表年组供水期的天然来水量( $\text{m}^3$ );

$V_{\text{供}}$ ——多年调节水库的兴利库容( $\text{m}^3$ )。

求出枯水年组供水期的平均库容  $V_{\text{供}} = V_{\text{死}} + \frac{1}{2} V_{\text{兴}}$ , 及其相应的供水期平均库水位, 即可求得供水期的平均水头  $H$ , 进而可得水电站供水期的平均出力:

$$N = AQ_{\text{调}} H$$

这样求出的出力  $N$ , 其相应的频率为  $P = \frac{n}{n+1} \times 100\%$ , 其中  $n$  为水文系列的总年数。在一般情况下, 这样求得的频率常大于水电站的设计保证率(年保证率), 则可让枯水代表年组的最末一年(或几年)遭受破坏, 求出新的  $T_{\text{供}}$  和  $W_{\text{供}}$ , 重新按式(5.8)计算其余年份的平均调节流量  $Q_{\text{调}}$ , 再校核此调节流量的频率是否符合设计保证率的要求。如符合, 则所求的  $N$  即  $N_p$ 。如果水电站的设计保证率较低, 则可能还需要考虑次枯的枯水年组, 因为在最枯的枯水年组中破坏一年或几年以后, 次枯的枯水年组的调节流量可能相对地小了。有时, 枯水年组前面的丰水年组内的水量不足以蓄满  $V_{\text{兴}}$ , 则前、后两个枯水年组再加上中间的丰水年组便合成一个计算用的枯水年组。有时, 需要对全部长系列水文资料做调节计算以求得多年调节水电站的保证出力。

#### 五、灌溉水库水电站保证出力的计算

以灌溉为主结合发电的水库水电站, 是小型水电站的常见类型。这类水电站的工作情况是多种多样的, 它取决于灌区灌溉用水的特点, 灌溉用水与天然来水的配合情况以及灌溉与发电的结合程度等。这类水电站的基本特点是: 水电站的运行服从灌溉需要, 在满足灌溉的前提下, 尽可能多发电。

以灌溉为主的年调节水库, 除非灌溉设计保证率过低, 发电的枯水代表年一般按灌溉枯水代表年考虑。在调节年度内, 天然来水开始大于用水的月份为蓄水期的起点, 不同年份, 蓄水期的起点并不强求一致。保证出力的计算方法则随灌溉用水与发电用水的结合情况而不同。当为多年调节水库时, 可用长系列的来水和灌溉用水资料表进行调节计算, 而发电流量就等于灌溉流量, 只有在水库蓄满后, 天然来水大于灌溉用水时, 才使发电流量等于天然流量。

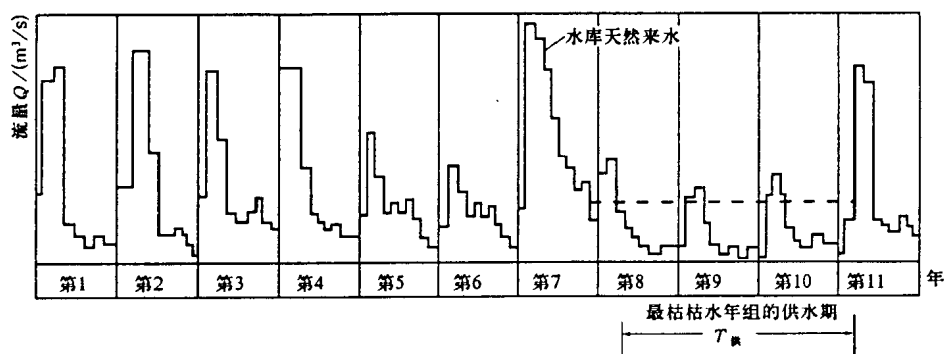


图 5.7 多年调节水电站枯水代表年组的供水期和调节流量示意图

现按灌溉与发电用水的结合情况分别叙述各种水电站保证出力的计算方法。

#### (一) 灌溉与发电用水不结合

灌溉与发电用水不结合的水库,其灌溉引水口的位置多在大坝上游,而电站则建成河床式或坝后式。水库正常蓄水位和死水位的确定主要考虑灌溉要求,但如灌溉引水后剩余的水量仍很多,则可结合发电要求确定正常蓄水位和死水位。

在兴利库容已定的条件下,应从各月(或旬)入库天然流量扣除相应的灌溉用水量,再按等流量调节,计算水电站的保证出力。这种处理方式,对年调节水库和多年调节水库都一样,表 5.3 就是一个年调节水电站的算例。

表 5.3 某年调节水电站枯水代表年扣除灌溉用水后供水期出力计算表

月份	天然流量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	扣除上游 灌溉用水 后流量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	调节流量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	月末水库 蓄水量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	月平均 蓄水量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	水库月末 平均水位/ m	下游水位/ m	水头/ m	月平均 出力/ kW	保证出力/ kW
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
7				2 000						
8	1.45	0.90	1.80	1 760	1 880	285.5	246.0	39.5	499	$N_p = \frac{\sum N}{7}$ $= \frac{2537}{7}$ $= 363 \text{ kW}$
9	1.05	0.50	1.80	1 420	1 590	283.5	246.0	37.5	474	
10	0.95	0.40	1.80	1050	1235	278.5	246.0	32.5	410	
11	1.65	1.65	1.80	1010	1030	275.5	246.0	29.5	372	
12	1.00	1.00	1.80	800	910	272.5	246.0	26.0	328	
1	0.85	0.85	1.80	550	680	266.0	246.0	20.0	252	
2	1.61	1.61	1.80	500	525	262.0	16.0	202		
合计									2537	

注 1.  $V_{\text{兴}} = 1500 \text{ 万 m}^3$ ,  $V_{\text{死}} = 500 \text{ 万 m}^3$ ,  $p_{\text{设}} = 75\%$ ; 2. 在本算例中未考虑水库水量损失。

#### (二) 灌溉与发电用水结合

利用坝式水电站尾水在水库下游引水灌溉,或修建渠首水电站,都属此类。这类水电站保证出力的计算,当为年调节时,通常是根据来水和灌溉用水的相关情况及年内分配特点选择丰、平、枯三个代表年,对每个代表年按等流量调节进行计算。如果按全年均匀下泄,蓄水期出

现水库蓄满必须弃水的情况,则可分成蓄水期、供水期两段,各段分别按等流量下泄。但不论是水库蓄水或供水,灌溉期的调节流量应至少等于灌溉流量。下面通过一个实例来进一步说明。

【例 5.3】 某水库周围属丘陵区,植被良好。其兴建目的是为了从水库下游引水灌溉,同时为了解决电力灌排、农副业加工及照明等用电,故拟修建坝后式小型水电站。要求确定水库的兴利库容和水电站的保证出力。

### 1. 设计要求

(1)本水库主要任务为灌溉,灌溉面积 4.7 万亩,适当满足发电要求。

(2)本水库为单独运行,不考虑其它补偿调节。

(3)灌溉设计保证率(年保证率) $p_{\text{灌}} = 80\%$ ,发电设计保证率(历时保证率) $p_{\text{电}} = 70\%$ 。

### 2. 基本数据

(1)水库有关数据:水库坝址以上集水面积  $41.5\text{km}^2$ 。根据淤沙需要,确定水库死库容为  $1316\text{万 m}^3$ ,相应的设计死水位为  $39.1\text{m}$ 。电站下游平均水位为  $15.5\text{m}$ 。水库的水位—容积关系曲线从略。

(2)水文数据:利用坝址以上集水面积内实测降雨资料及附近水文站径流资料,分析求得如下数据:

①多年平均年雨量  $\bar{P} = 2140\text{mm}$ ,  $C_{v_x} = 0.25$ 。

②多年平均年径流  $\bar{R} = 1455\text{mm}$ ,  $\bar{W} = 6033\text{万 m}^3$ ,  $C_{v_y} = 0.35$ 。

③多年平均年蒸发量(蒸发皿) $\bar{E} = 1450\text{mm}$ ,多年最大年蒸发量  $E_m = 1610\text{mm}$ 。

(3)各代表年的来水和用水资料:按  $p = 10\%$ 、 $50\%$  和  $90\%$  选择 1972~1973 年、1979~1980 年和 1983~1984 年作为丰、平、枯三个代表年,各年的来水与灌溉用水资料如表 5.4 中(3)、(4)两栏。

### 3. 兴利库容和正常蓄水位的确定

为了满足灌溉的需要和发电的适当要求,需要对枯水代表年(1983~1984)的来、用水过程按等流量法进行完全年调节计算,以求出灌溉结合发电的兴利库容  $V_{\text{兴}}$ ,见表 5.4(A)的前八栏。由表中计算可得  $V_{\text{兴}} = 1654\text{万 m}^3$ 。现对前八栏的计算做如下说明:

(1)水量损失:包括水库的渗漏与蒸发损失,按当地经验,每月损失水量可按当月平均库容的  $1.5\%$  计算。为简化计算,不每月分别计算,而取每月的损失水量为一常数,因此,各月损失水量均按年平均库容计算,年平均库容  $= V_{\text{死}} + \frac{1}{2} V_{\text{兴}}$ 。根据分析,先假设  $V_{\text{兴}} = 1700\text{万 m}^3$ ,则年平均库容  $= 1316 + \frac{1}{2} \times 1700 = 2166\text{万 m}^3$ ,而每月损失水量为  $2166 \times 0.015 = 32.49\text{万 m}^3$ ,采用整数为  $32\text{万 m}^3$ 。

(2)水库下泄水量:在一年之内水库各月下泄水量之和应等于年来水总量与年总损失水量之差,即总下泄量  $= 3570 - 12 \times 32 = 3186\text{万 m}^3$ 。把  $3186\text{万 m}^3$  分配到 12 个月里。1983 年 9 月、11 月,1984 年 3~5 月,灌溉用水量较大,水库即按第(4)栏的灌溉水量下泄。其余 7 个月按均匀下泄分配,即  $207\text{万 m}^3$ 。为保持水量平衡,1984 年 2 月增加  $1\text{万 m}^3$  的下泄量,即  $208\text{万 m}^3$ 。

(3)水库存水:将来水量减水量损失,再减水库下泄水量,得正值则填于第(7)栏,负值填于第(8)栏。因水库是一次运行,对这两栏分别求和,得  $1654\text{万 m}^3$ ,即为进行完全年调节所需的

表 5.4 某小型水电站各代表年径流调节及出力计算

代表年 名称	年·月	来水量/ 万 m <sup>3</sup>	灌溉 水量/ 万 m <sup>3</sup>	水量 损失/ 万 m <sup>3</sup>	水库下 泄水量/ 万 m <sup>3</sup>	水库存放/ 万 m <sup>3</sup>		月末 库容/ 万 m <sup>3</sup>	月平均 库容/ 万 m <sup>3</sup>	月平均 水位/ m	水头 损失/ m	月平均 水头/ m	发电 流量/ (m <sup>3</sup> /s)	月平均 出力/ kW
						+	-							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
(A) 枯水年 (1983~ 1984)	1983.5							1 316						
	6	1 241	0	32	207	1 002		2 318	1 817	43.0	0.5	26.0	0.79	149
	7	766	81	32	207	527		2 845	2 582	49.4	0.5	31.4	0.79	174
	8	269	171	32	207	30		2 875	2 860	49.4	0.5	33.4	0.79	185
	9	363	236	32	236	95		2 970	2 923	49.8	0.5	33.8	0.90	213
	10	206	171	32	207		33	2 937	2 954	49.9	0.5	33.9	0.79	187
	11	62	245	32	245		215	2 722	2 830	49.3	0.5	33.3	0.93	217
	12	34	192	32	207		205	2 517	2 620	48.0	0.5	32.0	0.79	177
	1984.1	180	107	32	207		59	2 459	2 488	47.3	0.5	31.3	0.79	173
	2	51	136	32	208		189	2 269	2 364	46.4	0.5	30.4	0.79	
	3	99	545	32	545		478	1 791	2 030	44.3	0.5	28.3	2.07	411
	4	9	439	32	439		462	1 329	4 560	41.0	0.5	25.0	1.67	292
	5	290	271	32	271		13	1 316	1 323	39.1	0.5	23.1	1.03	167
	总 计	3570	2 594	384	3 186	1 654	1 654							2 513
(B) 平水年 (1979~ 1980)	1979.5							1 316						
	6	1 821	0	32	799	996		2 306	1 811	42.9	0.5	26.9	3.04	572
	7	1 074	232	32	800	242		2 548	2 427	46.9	0.5	30.9	3.04	657
	8	1 137	23	32	800	305		2 853	2 701	48.5	0.5	32.5	3.04	691
	9	949	138	32	800	117		2 070	2 912	49.7	0.5	33.7	3.04	718
	10	162	352	32	352		222	2 748	2 859	49.3	0.5	33.3	1.34	313
	11	17	108	32	278		293	2 455	2 602	47.8	0.5	31.8	1.06	236
	12	16	179	32	278		294	2 161	2 308	46.1	0.5	30.1	1.06	223
	1980.1	46	180	32	278		264	1 896	2 029	44.3	0.5	28.3	1.06	210
	2	25	217	32	279		286	1 611	1 754	42.5	0.5	26.5	1.06	197
	3	322	326	32	326		36	1 575	1 593	41.3	0.5	25.3	1.24	220
	4	173	247	32	279		138	1 437	1 506	40.6	0.5	24.6	1.06	183
	5	279	378	32	378		121	1 316	1 377	39.6	0.5	23.6	1.40	231
	总 计	6 021	2 370	384	5 637	1 654	1 654							4 451
(C) 丰水年 (1972~ 1973)	1972.4							1 316						
	5	1 026	128	32	915	79		1 395	1 356	39.5	0.5	23.5	3.48	573
	6	1 559	0	32	915	612		2 007	1 701	42.1	0.5	26.1	3.48	637
	7	1 191	328	32	916	243		2 250	2 129	45.0	0.5	29.0	3.48	706
	8	1 285	29	32	916	337		2 507	2 419	46.8	0.5	30.8	2.48	750
	9	1 331	108	32	916	383		2 970	2 779	48.9	0.5	32.8	3.48	799
	10	354	303	32	476		154	2 816	2 893	49.5	0.5	33.5	1.82	427
	11	81	81	32	477		428	2 388	2 602	47.8	0.5	31.8	1.82	405
	21	151	89	32	477		358	2 030	2 209	45.5	0.5	29.5	1.82	376
	1973.1	187	129	32	477		322	1 708	1 869	43.2	0.5	27.2	1.82	347
	2	325	28	32	477		184	1 524	1 616	41.4	0.5	25.4	1.82	324
	3	393	263	32	477		116	1 408	1 466	40.2	0.5	24.2	1.82	308
	4	417	121	32	477		92	1 316	1 362	39.5	0.5	23.5	1.82	299
	总 计	8 300	1 607	384	7 916	1 654	1 654							5 951



兴利库容。

(4)检查原计算的水量损失:年平均库容  $= 1\,316 + \frac{1}{2} \times 1\,654 = 2\,143$  万  $\text{m}^3$ , 每月损失水量  $= 2\,143 \times 0.015 = 32.2$  万  $\text{m}^3$ 。原拟每月损失水量为 32 万  $\text{m}^3$  是合理的。

由以上计算得到  $V_{\text{死}} = 1\,654$  万  $\text{m}^3$ ,  $V_{\text{死}} + V_{\text{死}} = 2\,970\text{m}^3$ , 查库容曲线, 得正常蓄水位为 50.0m。

#### 4. 保证出力的计算

灌溉水库水电站常常没有明显的发电供水期, 因此其设计保证率多采用历时保证率。先要对丰、平、枯三个代表年做完全年调节计算, 计算按表 5.4 进行。现将表 5.4 中(A)第(9)栏以后及(B)、(C)各栏的计算说明如下:

(1)各代表年各月的水量损失采用同一数值, 每月的水量损失按年平均库容的 1.5% 计, 即 32 万  $\text{m}^3$ 。

(2)水库下泄水量的计算, 原则上按等流量下泄, 即在满足各月灌溉用水量的前提下, 各月下泄水量尽量均匀。如果按全年均匀下泄汛期出现水库蓄满必须弃水的情况, 则可分成蓄水期、供水期两段, 分别按各段平均下泄, 现以表 5.4(C)的计算为例加以说明:

蓄水期(5~9月)每月下泄水量

$$\begin{aligned} &= \frac{(5\sim 9\text{月总来水量}) - (5\sim 9\text{月总损失水量}) - V_{\text{死}}}{5} \\ &= \frac{6\,392 - 160 - 1\,654}{5} = 916(\text{或 } 915)\text{万 m}^3 \end{aligned}$$

供水期(10~4月)每月下泄水量

$$\begin{aligned} &= \frac{(10\sim 4\text{月总来水量}) - (10\sim 4\text{月总损失水量}) + V_{\text{死}}}{7} \\ &= \frac{1\,908 - 224 + 1\,654}{7} \approx 477\text{万 m}^3 \end{aligned}$$

而在表 5.4(B)中, 供水期的 1979 年 10 月、1980 年 3 月和 5 月, 灌溉用水量较大, 计算时应先满足这 3 个月的灌溉用水要求, 其余 5 个月再按均匀下泄。

(3)月平均库容  $= \frac{1}{2}(\text{上月末库容} + \text{本月末库容})$ 。

(4)月平均水位: 由(10)栏数据查  $Z - V$  曲线而得。

(5)水头损失: 粗估按平均 0.5m 考虑。

(6)月平均水头: (13)栏  $=$  (11)栏  $- 15.5 -$  (12)栏。由于本电站水头较高, 在计算月平均水头时采用电站下游平均水位 15.5m, 可使计算简化。

(7)发电流量  $= \frac{\text{水库下泄水量}}{\text{月的秒数}}$ 。每月秒数平均按  $30.4 \times 86\,400 = 2\,625\,000\text{s}$  计。

(8)月平均出力: 按公式  $N = 7QH_{\text{净}}$  计算。

将表 5.4 计算所得的月平均出力(共 36 个)按从大到小的顺序排队, 并用公式  $p = \frac{m}{n} \times 100\%$  计算各出力的频率, 如表 5.5。利用此表数据, 绘制该水电站的月平均出力频率曲线(图略)。再按水电站的设计保证率  $p_{\text{电}} = 70\%$ , 从图上查得水电站的保证出力  $N_p = 204\text{kW}$ 。

表 5.5 某水电站月平均出力频率曲线计算表

序 号	出 力/ kW	频 率/ (%)	序 号	出 力/ kW	频 率/ (%)	序 号	出 力/ kW	频 率/ (%)
1	799	2.8	13	376	36.1	25	213	69.4
2	750	5.6	14	347	38.9	26	210	72.2
3	718	8.3	15	324	41.7	27	197	75.0
4	706	11.1	16	313	44.4	28	187	77.8
5	691	13.9	17	308	47.2	29	185	80.6
6	657	126.7	18	299	50.0	30	183	83.3
7	637	19.4	19	292	52.8	31	177	86.1
8	573	22.2	20	236	55.6	32	174	88.9
9	572	25.0	21	231	58.3	33	173	91.7
10	427	27.8	22	223	51.1	34	168	94.4
11	411	30.6	23	220	63.9	35	167	97.2
12	405	33.3	24	217	66.7	36	149	100.0

本例是在规划时兴利库容未定的情况,因此在决定  $V_{\text{兴}}$  时,除满足灌溉要求外,还适当考虑了发电的要求。我们还经常遇到另一种情况,即灌溉水库已经建成,  $V_{\text{兴}}$  已定,正常蓄水位  $Z_{\text{蓄}}$  和死水位  $Z_{\text{死}}$  都是已知的,则在进行丰、平、枯 3 个代表年的调节计算时,就不再需要先确定  $V_{\text{兴}}$  了。

值得提出的是:灌溉用水与发电用水完全结合的水电站的工作条件是各式各样的。在一般情况下,设计保证率都可采用历时保证率,这是因为在各代表年或长系列中,常找不到专为发电供水的时期,不能按年保证率求出枯水代表年发电供水期的平均出力作为保证出力,本例便是如此。如水库灌期较短,可以在枯水代表年中找到发电供水期,则也可以按年保证率计算水电站的保证出力。

另外,有些灌溉水库结合发电时,由于农田用水有明显的季节性,小型水电站在非灌溉期常感发电水量不足,这种情况在北方更为明显,故水电站保证出力值一般较小,对于一年只发几个月季节性电能的电站,甚至无法计算其保证出力。表 5.6 所列某水电站的情况便是如此。该水库为多年调节,出力计算采用长系列法。表中只摘录了 1975~1976 年一个调节年度的出力计算成果。从表中可以看出,由于该水库在该地区是一个骨干水库,只供大汛期间(7 月和 8 月)灌溉用水,虽此年为丰水年,也只待水库在 5 月里蓄满后,全年只发电 4 个月,因此无法计算其保证出力。但是,长系列出力计算是需要的,由此可求得水电站的多年平均发电量。关于水电站多年平均发电量的计算,将在第六节中加以讨论。

### (三)灌溉与发电用水部分结合

某些灌溉为主结合发电的水库,一方面需从水电站上游取走部分水量供灌溉用,同时也利用发电尾水进行灌溉,显然,它是上述两种情况的联合。在规划设计时,先从天然来水中扣除上游取水,然后再按灌溉与发电用水相结合的情况,进行分析和计算。

表 5.6 某小型水电站多年调节出力计算表摘录(1975~1976 调节年度)

年·月	来水量/ 万 m <sup>3</sup>	灌溉 水量/ 万 m <sup>3</sup>	发电 水量/ 万 m <sup>3</sup>	初算月 末库容/ 万 m <sup>3</sup>	水量 损失/ 万 m <sup>3</sup>	复算月 末库容/ 万 m <sup>3</sup>	月平均 库容/ 万 m <sup>3</sup>	月平均 水位/ m	发电 流量/ (m <sup>3</sup> /s)	下游 水位/ m	水头 损失/ m	月平均 水头/ m	月平均 出力/ kW	弃水量/ 万 m <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1975.9	94			2 384	32	3 252								
10	21			3 273	32	3 241								
11	14			3 255	32	3 223								
12	15			3 238	32	3 206								
1976.1	34			3 240	32	3 208								
2	24			3 232	32	3 200								
3	476			3 676	34	3 642								
4	1 498			5 140	44	5 096								
5	1 195		35		56	6 200	5 648	111.4	0.13	99.8	0	11.6	11	
6	1 936		1 874		62	6 200	6 200	112.5	7.24	101.4	1.3	9.8	497	
7	2 046	1 240	2 140	6 106	62	6044	6 122							
						61	6 045	6 123	112.4	8.00	101.5	1.5	9.4	531
8	1488	2 140	2 140	5 393	57	5 336	5 691	111.5	8.00	101.5	1.5	8.5	476	

备注 1. 出力计算公式:  $N = 7QH$ ; 2.  $Z_{\text{库}} = 112.5\text{m}$ , 相应库容为 6200 万 m<sup>3</sup>; 3.  $Z_{\text{死}} = 100.0\text{m}$ , 相应库容为 1377 万 m<sup>3</sup>; 4. 渗漏损失标准按当月平均蓄水量 1% 计, 蒸发损失甚小予以忽略; 5. 下游水位从水位—流量关系曲线上查得; 6. 水头损失从水头损失—流量关系曲线上查得。

## 第六节 水库多年平均发电量的计算

多年平均发电量(average annual energy output)是指水电站在多年工作期间, 平均每年所能产生的电能, 它反映水电站长期工作的动能效益, 是水电站的重要动能指标之一。

水电站在正常蓄水位、死水位和装机容量确定以后, 为了精确地求得多年平均发电量, 理应按长系列水文资料逐时段进行出力计算, 求出各年的发电量, 并算出其多年平均值。但是, 长系列法工作量较大, 在小型水电站的规划设计中, 一般都是采用简化计算方法。由于水电站的调节性能不同, 所采用的计算方法也不同, 现分述如下:

### 1. 无调节、日调节水电站多年平均发电量的计算

无调节、日调节水电站多年平均发电量的计算可采用绘制代表水电站长期工作状态的出力历时曲线(图 5.8)的办法。出力历时曲线与出力、时间坐标所包围的全部面积, 即为多年平均年发电量的理想值。如电站装机容量为  $N_{\text{装}1}$ , 则多年平均年发电量  $\bar{E}_{\text{年}1}$  如图 5.8 中阴影面积所示。阴影面积以上虽然表示可以利用的电能, 但由于装机容量的限制, 只好放弃。如电站装机容量由  $N_{\text{装}1}$  增加到  $N_{\text{装}2}$  ( $N_{\text{装}2} = N_{\text{装}1} + \Delta N_1$ ), 则多年平均发电量将由  $\bar{E}_{\text{年}1}$  增加到  $\bar{E}_{\text{年}2} = \bar{E}_{\text{年}1} + \Delta \bar{E}_1$ 。一般说来, 随着装机容量的加大, 平均年发电量增长的速度愈小, 即  $\Delta N_2 = \Delta N_1$ ,  $\Delta \bar{E}_2 < \Delta \bar{E}_1$ 。可假设若干装机容量方案, 分别计算各方案的多年平均发电量, 绘成  $N_{\text{装}} - \bar{E}_{\text{年}}$  关系曲线(图 5.9)。在确定了水电站装机容量之后, 即可利用该曲线求出多年平均发电量, 如图中的虚线及箭头所示。对所设不同装机容量方案的  $\bar{E}_{\text{年}}$  的计算, 也可采用列表法进行。

### 2. 年调节水电站多年平均发电量的计算

年调节水电站多年平均发电量的计算, 比较常见的方法是选择丰、平、枯 3 个代表年, 首先

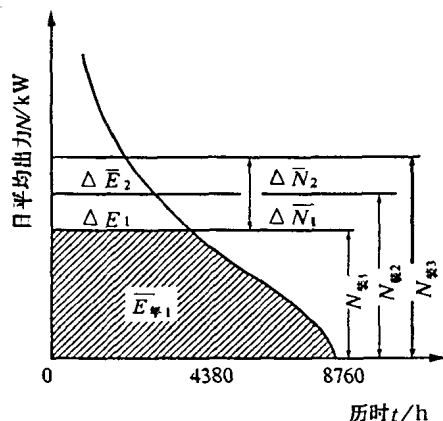


图 5.8 无调节、日调节水电站在出力历时曲线上求多年平均发电量

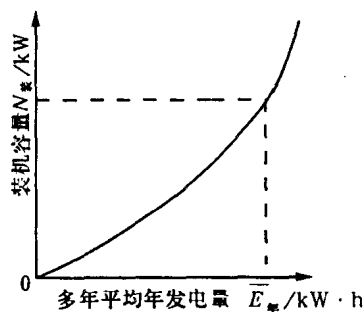


图 5.9  $N_{\text{装}} - \bar{E}_{\text{年}}$  关系曲线

计算这三年的发电量,加以平均,即得多年平均年发电量。有时,可以采用更简化的方法,即只计算平水年的发电量,并以此值作为电站的多年平均年发电量。

第一年的发电量,为各月电量的总和。各月发电量按下式计算:

$$E_{\text{月}} = 730 N_{\text{月}} \quad (5.9)$$

式中  $E_{\text{月}}$ ——月发电量(kW·h);

$\bar{N}_{\text{月}}$ ——月平均出力(kW);

730——每个月的小时数,每月按 30.4 天计。

而年发电量为:

$$E_{\text{年}} = \sum_{i=1}^{12} E_i = 730 \sum_{i=1}^{12} \bar{N}_i \quad (5.10)$$

式中,  $E_i, \bar{N}_i$  分别表示第  $i$  月发电量和月平均出力。

若采用丰、平、枯三个代表年计算多年平均发电量,则

$$\bar{E}_{\text{年}} = \frac{E_{\text{年(丰)}} + E_{\text{年(平)}} + E_{\text{年(枯)}}}{3} \quad (5.11)$$

若采用平水年法,则

$$\bar{E}_{\text{年}} = E_{\text{年(平)}} \quad (5.12)$$

必须指出,由于装机容量的限制,丰水年,甚至平水年,会有一定的弃水。因此,按式(5.10)计算的年发电量可能偏大。实际计算时,凡是月平均出力大于装机容量  $N_{\text{装}}$  的,都应该以  $N_{\text{装}}$  代替,由此可得:

$$E_{\text{年}} = 730 \left[ \sum_{i=1}^m \bar{N}_i + (12 - m) N_{\text{装}} \right] \quad (5.13)$$

式中,  $m$  为月平均出力低于装机容量的月数。

【例 5.4】求某灌溉结合发电的水电站(例 5.3)的多年平均发电量。

计算,根据式(5.17),该水电站的多年平均发电量为:

$$\bar{E}_{\text{年}} = \frac{1}{3} \times 730 \times (5951 + 4451 + 2513)$$

$$= \frac{1}{3} \times 730 \times 12\,915$$

$$= 3\,143\,000 \text{ kW} \cdot \text{h} = 314.3 \text{ 万 kW} \cdot \text{h}$$

现假设  $N_{\text{装}} = 700 \text{ kW}$ , 在表 5.5 中前四个出力均大于  $700 \text{ kW}$ , 则在计算  $\overline{E}_{\text{年}}$  时都应按  $700 \text{ kW}$  计算, 故

$$\overline{E}_{\text{年}} = \frac{1}{3} \times 730 \times [(5\,951 + 4\,451 + 2\,513) - (99 + 50 + 18 + 6)]$$

$$= \frac{1}{3} \times 730 \times 12\,742 = 310.1 \text{ 万 kW} \cdot \text{h}$$

此外, 以灌溉为主的渠首水电站, 水库死水位一般仅比正常渠首水位高  $1 \sim 2 \text{ m}$ , 这对水轮机来说常低于其使用水头范围的下限。实际上, 水库水位在发电要求的最低水位以下就不能发电, 在计算年发电量时, 应该从各月的发电量中把这一部分电量扣除。

### 3. 多年调节水电站多年平均发电量的计算

具有多年调节性能的水电站, 在计算多年平均发电量时, 可以选一段连续水文年代表长系列, 称为代表年期, 并以这一代表年期内各年发电量的平均值作为多年平均发电量。代表年期应能代表多年的平均情况, 所以选择时须满足下列条件:

- (1) 代表年期内应包括丰、平、枯三种水量的年份。
- (2) 代表年期年径流均值和  $C_v$  与多年系列的均值和  $C_v$  基本一致。
- (3) 代表年期内水库要完成一次以上的调节循环, 即水库至少要蓄满一次和放空一次。

## 第七节 水电站装机容量的选择

装机容量是水电站的重要参数, 反映水电站的规模、水力资源的利用程度、电站效益及供电可靠性等重要问题。装机容量的选择, 应根据用电负荷要求、河流来水量、电站的落差、水库调节性能、综合利用要求和水电站在地方电力系统的作用等, 通过技术经济比较, 综合分析, 合理确定。机组容量小的小型水电站(例如小于  $500 \text{ kW}$ ), 或受资料条件限制时, 论证工作可适当简化, 可以采用简化方法确定水电站的装机容量。

### 一、按负荷要求确定小型水电站的装机容量

由第四节可知, 水电站装机容量是由工作容量、备用容量和重复容量所组成, 如能把水电站的这三种容量分别定出, 则水电站的装机容量也就确定下来了。

#### 1. 小型水电站参加电网时工作容量的确定

(1) 基本概念。参加电网的小型水电站可利用日负荷图确定工作容量, 备用容量和重复容量则另行确定。小型水电站工作容量的大小取决于该电站的保证出力和该电站在日负荷图上的工作位置。设计新水电站时, 应满足电网在设计水平年对该电站在容量(电力)、电能(电量)方面的要求。

在电网中, 电网的最大负荷就是电网的最大工作容量, 它将由一些火电站和水电站分别承担。当坝式水电站的正常蓄水位与死水位已定后, 增加水电站的工作容量, 并不需要增加坝高和大坝的建设投资, 故所增加容量的单位千瓦投资, 常比火电站增加此容量的单位千瓦投资少很多, 因此, 常常希望水电站能担负较大的工作容量。由于水电站具有启动灵活的特点, 对于

有调节能力的水电站,则更希望它能在日负荷图上和年负荷图上担任峰荷。

水电站按保证出力工作,在一日内可以获得的电能为  $E_{p,日} = 24N_p$ ,  $E_{p,日}$  称为日保证电能 (daily firm energy)。由于水电站的调节性能不同,为生产电能  $E_{p,日}$  所需要的工作容量也不同。有调节的水电站,在担任峰荷工作时,必须调节一日内的流量以适应负荷变化的需要,显然,必须使其工作容量  $N_{\text{工}}$  大于保证出力  $N_p$ ,才能生产  $E_{p,日}$  的电能,如图 5.10 中的阴影面积所示。

至于无调节水电站,因为这种水电站不能进行任何调节,在设计枯水日只能按不变的保证流量  $Q_p$  放水发电,如把它放在电网日负荷图的尖峰工作,则只能发出较少的电能(如图 5.11 中的斜阴影面积),并将产生较多的弃水。故无调节水电站在日负荷图及年负荷图上的最优工作位置应该是基荷,这样才能充分利用水力资源,图 5.11 中竖阴影面积就是在基荷位置时所生产的保证电能  $E_{p,日}$ 。显然,在这种情况下,水电站的工作容量就是保证出力,即  $N_{\text{工}} = N_p$ 。

利用日负荷图确定小型水电站的工作容量,对日调节、年调节和多年调节的水电站来说,基本原理都是相同的,但年调节和多年调节水电站还要考虑其它因素,方法要更复杂些。下面仅就日调节的情况说明工作容量  $N_{\text{工}}$  的确定方法。

(2)日电能累积曲线的绘制和日调节水电站工作容量的确定。如何求得图 5.10 中的  $N_{\text{工}}$ ,常采用日电能累积曲线(daily energy accumulating curve)的办法来解决。电网日负荷曲线下所包围的面积,代表电网全日所需要的电能量  $E_{日,网}$ 。在图 5.12 上,如将日负荷曲线下的面积自下而上加以分段,使得  $\Delta E_1$ 、 $\Delta E_2$ 、 $\Delta E_3$  等分段内的电能量,再令该图右边的横坐标代表电能累积值,就可以把左边各段的  $\Delta E$  累积值分别绘在右边的 1、2、3 等各点上。照此向上逐段累积到负荷最大值,各点的连线便是日电能累积曲线。值得提出的是:在负荷图的基荷部分,全日 24 小时负荷都相等,所以这部分累积曲线 01 为直线。从腰荷到峰荷的顶端,负荷越大,其相应发电的时间越少,也就是每段内的电能量越小。因此,这部位累积曲线呈曲线形,越向上越陡。

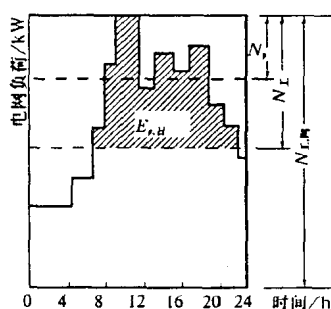


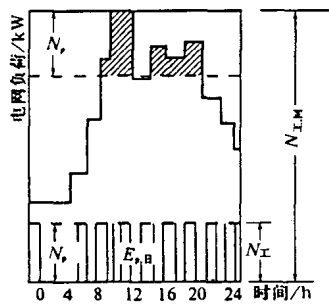
图 5.10 有调节水电站在电网日负荷图中的工作位置

在日调节水电站的情况下,取电网最大日负荷图,绘制日电能累积曲线,自累积曲线的顶点  $A$  向左量取  $AB$  段,使  $AB = E_{p,日}$ ,再由  $B$  点向下做垂线交累积曲线于  $C$ ,  $BC$  值即为水电站的工作容量  $N_{\text{工}}$ 。由  $C$  点做水平线与日负荷图相交,可求出水电站所担任的负荷位置,如阴影部分所示。

## 2. 单独运行的小型水电站工作容量的确定

(1)单独运行的无调节水电站工作容量的确定。由于无调节水电站不能对径流进行任何调节,和参加电网的无调节水电站一样,其工作容量也等于保证出力,即  $N_{\text{工}} = N_p$ 。也就是说,在相应于设计保证率的枯水日,全天以保证流量  $Q_p$  发出  $N_p$  的出力;在有季节性用户时,丰水日可装设一部分季节容量多发些季节电能;在流量小于  $Q_p$  的日子里,其工作容量  $N_{\text{工}}$  将不能全部利用。

(2)日调节水电站的特点是:在无弃水的情况下,一昼夜内所发出的电量等于该日天然来水所产生的电能,即一昼夜内水电站的平均出力等于该日天然水流的出力。但电站日最大负



5.11 无调节水电站在电网日负荷图中的工作位置

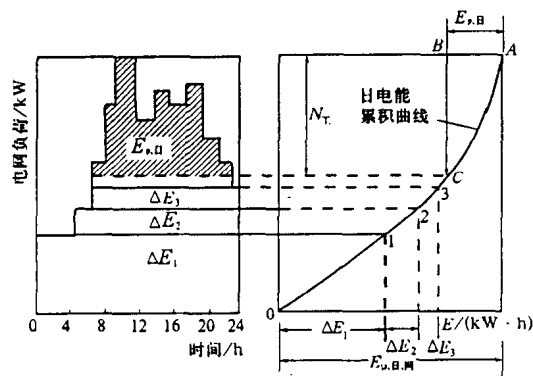


图 5.12 日电能累积曲线的绘制及日调节水电站工作容量的确定

荷可大于日平均出力,为满足最大负荷需要而装设的工作容量也就可以大于水流的保证出力,即  $N_z > N_p$ 。  $N_z$  与  $N_p$  之间的关系与负荷在一日内的变化情况有关,现以集中发电的情况加以说明。

图 5.13 为日调节水电站在 24h 内集中放水发电  $h$  小时示意图。在这种情况下,设计枯水日的天然来水量  $W_B$  被集中在  $h$  小时内使用。水电站在集中放水时段内的最大流量  $Q_m$  为:

$$Q_m = \frac{W_B}{h \times 3600} = \frac{Q_p \times 24 \times 3600}{h \times 3600} = \frac{24}{h} Q_p \quad (5.13)$$

由此可得日调节水电站可装设的工作容量为:

$$N_z = A Q_m H = A \frac{24}{h} Q_p H = \frac{24}{h} N_p \quad (5.14)$$

由此可见,在同样满足设计保证率要求的情况下,水电站的工作容量是不进行日调节时的  $24/h$  倍。这为充分利用水能资源提供了有利条件。图 5.13 中的竖阴影面积(等于横阴影面积)即为所需的日调节库容。如为分几段发电,或全日发电但负荷不均匀,则可用类似方法求出高峰负荷时段的最大放水流量  $Q_m$ ,进而求出日调节水电站的工作容量为  $N_z = A Q_m H$ 。

(3)单独运行的年调节、多年调节和灌溉水库水电站工作容量的确定。年调节、多年调节和灌溉水库水电站都可同时进行日调节。因此,在确定保证流量和保证出力之后,即可根据电力用户和用水部门的要求,拟定水电站在设计枯水日的运行方式,从而计算出工作容量,其做法与日调节水电站基本相同。

### 3. 小型水电站备用容量的确定

(1)负荷备用容量( $N_B$ )。这是担负电网内瞬时负荷波动和计划外的负荷增长所需要的容量。小电网的负荷备用容量一般可取其最大负荷的 3%~5%。由于水电站的机组具有适应负荷急剧变化的特性,故负荷备用宜于装设在具有调节水库的骨干水电站上。无调节径流式水电站因无储备水量,故不能承担电网的负荷备用任务;日调节水电站因有少量的调蓄库容,故可担任一定的负荷备用;年调节或多年调节水库的水电可担任全部或部分负荷备用。

(2)事故备用容量( $N_A$ )。这是为替代突然发生事故的机组,其大小一般取小电网最大负荷的 10%,同时不小于网内最大一台机组的容量。由于担负事故备用必须蓄存一定的事故水量,而且要求迅速投入运转,因此,无调节和日调节水电站无法担负事故备用。

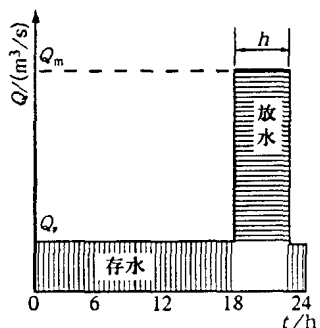


图 5.13 集中均匀放水  
调节示意图

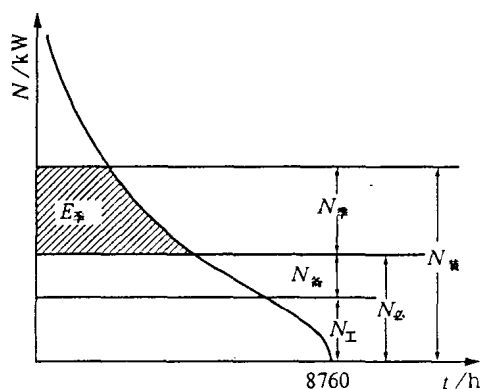


图 5.14 水电站季节容量的确定

(3)检修备用容量( $N_{\text{检修}}$ )。小电网内每台机组在一二年内都要大修一次,以保证电站机组的正常运行。这种检修一般可以安排在低负荷时期,只有利用空闲容量尚不能满足检修要求时才设置检修备用容量。只在灌溉季节才放水的小型水电站,可有计划地安排机组在非灌溉期检修。

#### 4. 小型水电站季节容量(重复容量)的确定

有些水电站由于径流调节能力较差,在丰水季或丰水年往往有大量弃水,为了利用这部分能量,除必需容量外,可增设一部分季节性装机容量,此容量可供季节性用户的需要,应在装机容量选择中通过经济比较加以确定。一般无调节、日调节和利用灌溉引水发电的水电站常装设较多的季节容量。

水电站设置重复容量的大小,可以通过各种方法来论证,下面只举一种适用于小型水电站的简单而常用的方法——季节容量年利用小时数法。

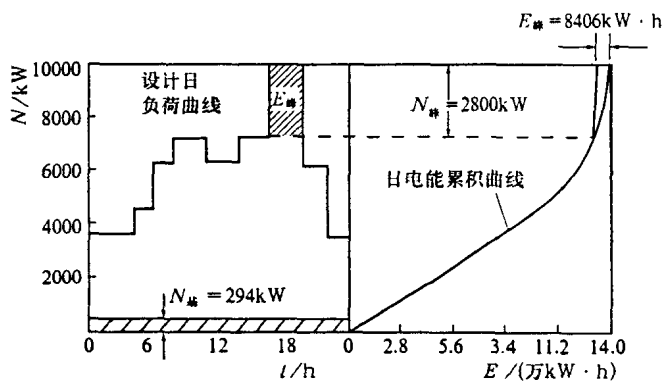


图 5.15 设计日负荷图及工作容量的确定

用季节容量年利用小时数确定季节容量  $N_{\text{季}}$  时,首先根据季节用户的特点,初步拟定设计水电站的季节容量  $N_{\text{季}}$ ,并按日平均出力历时曲线计算出相应的季节电能  $E_{\text{季}}$ ,见图 5.14。然



后计算季节容量年利用小时数  $h_{季,计} = \frac{E_{季}}{N_{季}}$ ,  $h_{季,计}$  必须等于或大于  $h_{季,规}$ ,  $h_{季,规}$  为季节容量年利用小时数的规定值,与地区能源和经济条件有关。

【例 5.5】某县对工农业生产及城乡建设进行了规划,设计平水年(2000 年)的电力负荷预计可达 10 000kW,已编制设计日负荷曲线如图 5.15 所示。

拟在某河上建一座坝后式日调节水电站,水头变幅大致为:  $H_{\max} = 15.5\text{m}$ ,  $H_{\min} = 11.5\text{m}$ ,  $\bar{H} = 14.0\text{m}$ 。水电站设计保证率定为 80%。出力系数  $A$  取 7.0。为满足下游用水,水电站下泄流量应不小于  $3.0\text{m}^3/\text{s}$ ,其装机容量的确定步骤及结果如下:

### (1)确定保证出力。

根据丰、平、枯三个代表年的日平均流量和平均水头,计算并绘制水流出力(或称理想出力,即不受装机容量限制的水流出力)历时曲线(图 5.16)。按设计保证率  $p = 80\%$  (相当于历时  $t = 0.80 \times 8760 = 7\,008\text{h}$ )查得保证出力  $N_p = 644\text{kW}$ 。

### (2)确定工作容量。

根据电网内各地电站分析,本电站担任峰荷,但为保证下游经常供水,需担任部分基荷。水电站日保证电能为:

$$E_{p,日} = N_p \times 24 = 644 \times 24 = 15\,456\text{kW}\cdot\text{h}$$

为保证下游供水  $3\text{m}^3/\text{s}$ ,其相应出力及日电能为:

$$N_{基} = AQH = 7.0 \times 3.0 \times 14 = 294\text{kW}$$

$$E_{基} = N_{基} \times 24 = 294 \times 24 = 7\,056\text{kW}\cdot\text{h}$$

在设计枯水日,水电站担任基荷 294kW,其余容量担任峰荷,则峰荷日电能为:

$$E_{峰} = E_{p,日} - E_{基} = 15\,456 - 7\,056 = 8\,400\text{kW}\cdot\text{h}$$

将  $E_{峰}$  放在日负荷图的尖峰部分,由日电能累积曲线求得水电站担任峰荷的工作容量为  $N_{峰} = 2\,800\text{kW}$ 。由此可得水电站的工作容量为:

$$N_{工} = N_{基} + N_{峰} = 294 + 2\,800 = 3\,094\text{kW}$$

### (3)确定装机容量。

设计水电站距负荷中心较近,其装机容量在县电网中占有相当比重(约 30%),可以担任部分负荷备用。电网总负荷备用按电网峰荷的 3% 计为 300kW,拟由本电站承担 100kW。由于本电站只能进行日调节,没有储备库容,不宜担任事故备用。机组检修可在低负荷期进行,不另设检修备用容量。故本电站的必需容量为:

$$N_{必} = N_{工} + N_{备} = 3\,094 + 100 = 3\,194\text{kW}$$

在出力历时曲线上查出相应于  $N_{必} = 3\,194\text{kW}$  的年利用小时数为 876h,若再增设季节装机,其年利用小时数将小于 876h,效益很小,说明不宜再装季节容量。由此可得本电站的装机容量  $N_{装} = N_{必} = 3\,194\text{kW}$ ,取 3 200kW。

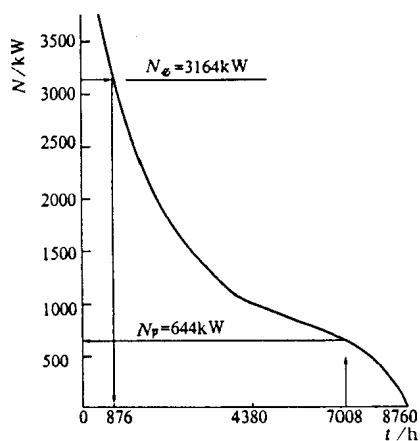


图 5.16 水流出力历时曲线

## 二、小型水电站装机容量选择的简化方法

### 1. 装机容量年利用小时数法

机组容量甚小的小型水电站,或容量虽然较大但设计时缺乏远景负荷资料的小型水电站,就不宜或不能采用电力电量平衡法确定装机容量,这时,可以采用简化方法,装机容量年利用小时数法就是最常用的一种。此法的基本思路为:水电站多年平均年发电量  $\bar{E}_{\text{年}}$  除以装机容量  $N_{\text{装}}$ ,得出机组多年平均的年利用小时数,即一年之内产生  $\bar{E}_{\text{年}}$  度电相当于全部机组满载运行多少小时,简称年利用小时数,用  $h_{\text{年}}$  表示,其表达式为:

$$h_{\text{年}} = \frac{\bar{E}_{\text{年}}}{N_{\text{装}}} \quad (5.15)$$

在一年内,  $h_{\text{年}}$  较大则机组运行时间长;  $h_{\text{年}}$  较小则机电设备利用时间短。于是,我们可以反过来,从考虑设备利用率角度出发,根据供电对象电力需要的特点以及当地水力资源多寡等具体条件。预先选定水电站应达到的年利用小时数,而后即可推算装机容量,即

$$N_{\text{装}} = \frac{\bar{E}_{\text{年}}}{h_{\text{年}}} \quad (5.16)$$

然而水电站的  $\bar{E}_{\text{年}}$  与  $N_{\text{装}}$  有关,因此利用式(5.16)计算装机容量时需采用试算法。即先假定一个装机容量,求出其相应的  $\bar{E}_{\text{年}}$ ,再利用式(5.16)算出  $N_{\text{装}}$ ,视后者是否与原假设数值相等,如不相等则重新试算,直到两者相等为止。为了避免试算,也可采用曲线内插法。先假定若干个装机容量方案,算出每个方案的平均年发电量,再利用公式(5.15)计算各方案的年利用小时数,即可绘制  $N_{\text{装}} - h_{\text{年}}$  关系曲线(图 5.17),然后,按选定的设计年利用小时数  $h_{\text{年,设}}$ ,查出水电站应有的装机容量  $N_{\text{装,设}}$ 。

必须指出,此法的关键在于如何规定水电站的设计年利用小时数,它是一个反映电站运行经济特点的综合性指标。对于小型水电站来说,它可以变化在 2 000~6 000h 之间,应根据实际情况分析选定。一般地说:①水力资源丰富地区与水力资源缺乏地区相比,其  $h_{\text{年,设}}$  应取较高值;②有调节水库的水电站比无调节水库的水电站的  $h_{\text{年,设}}$  低,且调节性能愈好,  $h_{\text{年,设}}$  愈低,这是由于调节性能好的水电站可以适应多种变化的负荷,如联网运行则在峰荷工作的机会和时间较多;③当电网内水电站较多且部分水电站调节性能较好时,则新设计的水电站可担负较均匀的负荷,其  $h_{\text{年,设}}$  取较高值;④供工业用电较供农副产品加工和照明用电的  $h_{\text{年,设}}$  高些;⑤以灌溉为主的水库,而水电站又仅用灌溉期水量发电时,  $h_{\text{年,设}}$  可以较低,甚至可以选在 2 000h 以下。

【例 5.6】 例 5.3 中某水电站的主要负荷是电力灌排、农副产品加工与农村照明,但该电站位于雨量丰沛的地区,除满足灌溉外尚有多余水量专供发电,设计年利用小时数可能采用较高的数值,今取  $h_{\text{年,设}} = 4\,500\text{h}$ ,求得  $N_{\text{装}} = 686\text{kW}$ ,与原假设相等,故  $N_{\text{装}} = 686\text{kW}$  即为所求。但机组的最终确定,还要看机组的生产和供应情况(见下面的“三”)。本电站最后决定选用两台出力为 350kW 的卧式水轮机组,即  $N_{\text{装}} = 700\text{kW}$ 。

### 2. 保证出力倍比法

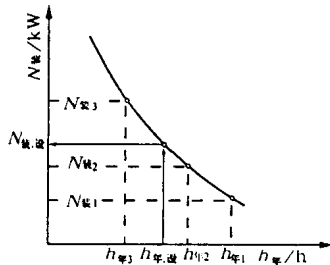


图 5.17 用  $N_{\text{装}} - h_{\text{年}}$  曲线求  $N_{\text{装}}$

保证出力倍比法是选择  $N_{\text{装}}$  的另一种简化方法。设计时,先算出水电站的保证出力  $N_p$ , 然后对电网组成、负荷特点、水力资源条件和综合利用要求等情况,作定性分析,确定  $N_{\text{装}}$  为  $N_p$  的若干倍,其计算式为:

$$N_{\text{装}} = CN_p \quad (5.17)$$

式中  $C$  为倍比系数。由于  $C$  的选定比较困难,此法的应用受到一定限制。

### 三、套用定型机组

不论用什么方法确定装机容量,最后都要考虑机组的设备和生产供应情况。有时,水电站装机容量主要取决于机组生产情况,套用定型机组等使水电站建设易于落实。

机组机型应根据水能计算成果、枢纽或厂房布置,在现有国产产品型谱系列中选用。除农村特小的小型水电站可用 1 台机组外,水电站机组台数不宜少于 2 台同型号的机组,以便轮流检修,并保证运行灵活可靠,但小型水电站机组台数也不宜超过 4 台。

机组机型及台数确定后,应核定多年平均发电量和年利用小时数。

## 小 结

水能计算的目的在于确定水电站的工作情况(例如出力、发电量及其变化情况),它是选择水电站的主要参数(例如水库的正常蓄水位、死水位和水电站的装机容量等)及其在电力系统中的运行方式等的重要手段,其中计算水电站的出力与发电量是水能计算的主要内容。

水能计算与水利计算的目和用途虽然可能不同,但计算方法并无区别,可以采用列表法、图解法或电算法等。列表法概念清晰,应用广泛,尤其适合于有复杂综合利用任务的水库的水能计算。当方案较多、时间序列较长时,则宜采用图解法或电算法。因图解法计算精度较差,工作量亦不小,从发展方向看,则应逐渐应用电子计算机进行水能计算。当编制好计算程序后,即使方案很多,时间序列很长,均可迅速获得精确的计算结果。

小型水电站的水能计算,常采用简化方法。除多年调节水库水电站的水能计算外,并不要求对长系列多年水文资料进行计算,而是选择代表年进行。由于水电站调节性能不一样,电站的大小不一样,所以水电站水能计算的方法也不一样。无调节、日调节水电站采用的是分组流量计算出力,绘制日平均流量历时曲线或日平均出力历时曲线。对年调节水电站只要供水期发电得到保证,则全年就有保证,所以年调节水电站的保证出力是指相应于设计保证率的年供水期平均出力。以灌溉为主的水电站,水电站的运行服从灌溉的需要,在满足灌溉要求的条件下,尽可能多发电。

小型水电站的工作容量的大小取决于该电站的保证出力和该电站在日负荷图上的工作位置。大型水电站可以在电力系统中担任负荷备用。小型水电站,不拟担任事故备用。

## 思考题与习题

1. 何谓水能计算? 水能计算有哪些用途?
2. 水流出力与水电站出力公式有何不同?
3. 河流中水流的落差如不集中起来,能不能发电? 集中落差的方式有哪些?
4. 在计算水电站出力时,应考虑哪些损失? 这些损失是怎样产生的?

5. 小型水电站水能计算的特点如何?
6. 为什么要选择设计代表年,如何选取?
7. 什么是电力系统、电力系统的用户有哪几类?各用户的特点如何?
8. 什么是电力系统的负荷图、日负荷图和年负荷图如何绘制?
9. 日负荷图有几个特征值?它们把负荷图划分成哪几个部分?
10. 水电站的装机容量由哪几部分所组成?各种容量的意义和作用如何?季节容量为什么又叫重复容量?
11. 日平均流量(或月平均流量)与年平均流量作为统计对象,其本质有何差异?在处理方式上有什么不同?
12. 分析无调节、日调节、年调节和多年调节水电站水能计算的不同之处。
13. 以灌溉为主的水库水电站和以发电为主的水库水电站,其水能计算在方法上有什么基本区别?理由何在?
14. 小型水电站参加电网和独立运行,确定工作容量的方法有何不同?为什么?
15. 按装机容量年利用小时数法确定小型水电站的装机容量时,从哪些方面分析考虑才能合理地定出一个设计年利用小时数?
16. 题目:无调节水电站,日调节水电站水能计算。

要求:无调节、日调节水电站的保证出力、装机容量及多年平均发电量。

资料:某一水电站,上游水位引到引水渠处确定的挡水高程为 66m,下游水位考虑变化很小,近似采用一常数 45m,设计保证率采用  $p = 65\%$ 。

无调节水电站计算:

(1)求保证流量  $Q_p$

以  $0.3\text{m}^3/\text{s}$  为间隔,统计作经验频率曲线( $Q - p$ )。求对应的  $p = 65\%$  时的流量  $Q_{65\%}$ 。

(2)求保证出力

$$N_p = A \cdot Q_p \cdot H \quad A = 7.0$$

(3)求最大工作容量

$$N_{\text{工}} = N_p$$

(4)求  $\bar{E}_{\text{年}}$

将所求  $N_{\text{工}}$  与各月水流出力比较,其小于或等于  $N_{\text{工}}$  的出力为所取值,然后求其多年平均发电量,各月出力  $N_i = 7.0 \times H \times Q$  (天然来水流量)。

日调节水电站计算:

日调节水电站拟兴建一调节池,集中均匀发电,每日保证供电时间  $t = 7\text{h}$ ,供照明及农副产品加工等。

引水渠末挖一日调节池,其  $H - V$  关系如表 5.7:

(1)求日调节池公式

表 5.7 水位库容关系表

水位/m	61	64	66	66.5
库容/万 $\text{m}^3$	2.0	5.13	10.0	11.0

$$V_B = 1.10 \times (24 - t) \times Q_p \times 3600$$

装机容量可以不考虑装重复容量,只求最大工作容量。备用容量暂不设置。

(2)求最大工作容量公式

$$N_{\pm} = \frac{24}{t} N_p$$

$$N_p = A \cdot Q_p \cdot H$$

$$H = H_{\pm} - H_{\mp}$$

(3)求  $\bar{E}_{\text{年}}$

3 个代表年来水资料如表 5.8(月平均)。

表 5.8 代表年来水统计表

单位  $\text{m}^3/\text{s}$

流 量 月 量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
丰水年	0.9	1.05	1.35	4.2	3.6	5.2	3.15	4.35	2.4	1.8	1.3	0.65
平水年	0.6	0.56	1.1	1.6	2.3	5	3	2.05	1.7	1.75	1.05	0.5
枯水年	0.4	0.6	0.56	1.3	2.05	2.5	22	1.56	1.8	0.45	0.2	0.15

## 17. 水库年调节计算

要求:用简化水量平衡方程式求调节流量

资料:设计代表年( $p = 80\%$ )流量资料如表 5.9:

表 5.9 设计代表年流量分配表

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	4.32	4.01	15.51	4.5	4.25	11.85	33.00	49.41	17.96	3.94	2.59	1.79

初设定  $V_{\text{库}} = 40 \times 10^6 \text{m}^3$ ;汛期水轮机过水能力  $Q = 10 \text{m}^3/\text{s}$ ;可按差积曲线法校核。

18. 某年调节水电站。经调节计算,得知该水电站水库在设计枯水年的供水期自 10 月至次年 2 月(共 5 个月)。供水期调节流量为  $291.1 \text{m}^3/\text{s}$ ,供水期平均水头  $62.8 \text{m}$ ,水电站效率系数  $\eta = 85\%$ (已考虑水头损失)。

设计水平年电力系统年负荷图如表 5.10 示,冬季 12 月份典型日负荷图概化为表 5.11。年调节水电站供水期其它各月的日负荷图可将 12 月的日负荷曲线按该月与 12 月最大负荷的差值向下平行移动得到。

表 5.10 设计水平年电力系统年负荷图

季 节	冬		春			夏			秋			冬
月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
最大负荷/ 10 <sup>4</sup> kW	98	96	94	92	90	88	90	92	94	96	98	100

表 5.11 冬季(12月)日负荷图

时序	h	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
负荷	10 <sup>4</sup> kW	74	72	70	68	72	74	80	88	96	92	88	84

时序	h	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	平均
负荷	10 <sup>4</sup> kW	80	82	84	86	90	94	100	98	94	90	82	78	84

要求:

- (1)求年调节水电站的保证出力。
- (2)用电力电能平衡法选择该年调节水电站的最大工作容量。

19. 资料

某一年调节水电站,已知:

- (1)设计水平年电力系统年负荷如表 5.12。

表 5.12 设计水平年电力系统负荷表

季节	冬		春			夏			秋			冬
月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
最大负荷/ 10 <sup>4</sup> kW	98	96	94	92	90	88	90	92	94	96	98	100
平均负荷/ 10 <sup>4</sup> kW	82	80	79	77	75	73	75	77	79	80	82	84

- (2)设计水平年电力系统典型日负荷如表 5.13。

表 5.13 设计水平年电力系统典型日负荷表

单位:万 kW

时 序		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	平均
负   荷	12	74	72	70	68	72	74	80	88	96	92	88	84	80	82	84	86	90	94	100	98	94	90	82	78	84
	1	72	70	68	66	70	72	78	86	94	90	86	82	78	80	82	84	88	92	98	96	92	88	80	76	82
	2	70	68	66	64	68	70	76	84	92	88	84	80	76	78	80	82	86	90	96	94	90	86	78	74	80
	10	72	70	68	66	68	72	76	80	88	86	80	78	82	84	86	88	92	96	94	90	88	82	82	76	80
	11	74	72	70	68	70	74	78	82	90	88	84	82	80	84	86	88	90	94	98	96	92	90	84	78	82

- (3)已知电力系统已有火电站容量  $66 \times 10^4 \text{ kW}$  机组为:

$$\begin{array}{ll}
 4 \text{ 台} \times 5 \times 10^4 \text{ kW} & 4 \text{ 台} \times 10 \times 10^4 \text{ kW} \\
 7 \text{ 台} \times 2 \times 10^4 \text{ kW} & \text{以及若干小机组共 } 2 \times 10^4 \text{ kW}
 \end{array}$$

(4)要求新建水电站事故备用容量和负荷备用容量为:

$$N_{\text{事(负)}} = N_{\text{系备}} \times \frac{N_{\text{水必}}}{N_{\text{系装}}}$$

其中  $N_{\text{事(负)}}$ ——水电站的事故(负荷)备用容量;

$N_{\text{水必}}$ ——水电站的必需容量;

$N_{\text{系装}}$ ——为系统总装机;

$N_{\text{系备}}$ ——为系统总备用,事故备用取  $N_{\text{系}} \times 5\%$ ,负荷备用取  $N_{\text{系}} \times 10\%$ ,  $N_{\text{系}}$  为系统最大工作容量。

(5)新建水电站坝址断面设计水平年流量资料(年调节水电站),如表 5.14。

表 5.14 设计水平年流量表 单位:  $\text{m}^3/\text{s}$

月份	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	平均
设计枯水年	400	660	1 840	2 430	950	570	310	150	70	90	80	130	640
设计中水年	450	1 830	2 140	2 630	1 420	840	450	180	140	130	110	120	870

(6)年调节水电站库容特性如表 5.15。

表 5.15 水库库容特性表

水库水位/m	120	130	140	145	150	155	160	165	170	173
水库容积/ $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月}$	57.1	133.2	262.6	346.3	449.0	574.6	738.2	939.8	1198.6	1438.4
水库容积/亿 $\text{m}^3$	1.5	3.5	6.9	9.1	11.8	15.1	19.4	24.7	31.5	37.8

(7)年调节水电站下游水位流量关系如表 5.16。

表 5.16 下游水位流量关系曲线表

下游水位/m	94	95	96	96.5	97	97.5	98	98.3	98.5
下游流量/ $\text{m}^3/\text{s}$	60	200	490	730	1 070	1 660	2 540	3 190	3 730

(8)选定水库。

正常蓄水位  $Z_{\text{兴}} = 166\text{m}$

兴利库容  $V_{\text{兴}} = 24.5 \text{ 亿 } \text{m}^3$

死水位  $Z_{\text{死}} = 120\text{m}$

死库容  $V_{\text{死}} = 1.5 \text{ 亿 } \text{m}^3$

(9)水库水量损失暂不计,本电站暂不考虑检修备用。

成果要求:

(一)计算说明书

(1)调节流量试算过程及结果,划分供水期起迄年份。

- (2)用公式  $N = 7QH$  根据径流调节结果计算保证出力及保证电能  $E_p = N_p \cdot T_{\text{供}}$
- (3)年调节水电站最大工作容量计算,备用容量的确定。
- (4)多年平均发电量的计算。
- (5)初步选定水电站机组。

(二)图纸部分

- (1)绘制库容特性曲线,标明正常蓄水位及死水位。
- (2)绘制下游水位流量关系曲线。
- (3)绘制设计水平年负荷图及各月典型日负荷图及其分析曲线。
- (4)由水量差积曲线求调节流量图。
- (5)绘制弃水流量过程线图。
- (6)绘制弃水历时与弃水量关系图和弃水历时与弃水出力关系曲线。

注意:

- (1)计算过程要有说明,符号应注释。
- (2)曲线在米格纸上画(用铅笔)。



## 第六章 洪水调节计算

### 第一节 概 述

我国劳动人民在与洪水的斗争中,积累了丰富的经验,根据不同的情况,采取不同的措施,有效地防治了洪涝灾害。这些措施,有些是面上的,例如水土保持、植树造林、坡地改梯田、修建谷坊塘堰等,从径流和泥沙的策源地予以控制,减少坡面冲刷和进入河槽的泥沙量,既利于防洪,又利于农业增产;有些是线上的,例如沿河修堤、疏浚河道、裁弯取直,以加大江河的泄洪能力;还有些是点上的,例如在河流的某些控制点上修建水库、开辟分洪蓄洪垦殖区或利用湖泊滞洪等。作为总体的防洪规划,应在全面分析流域情况的基础上,以某种防洪措施为主,点线面结合,全面规划,综合治理。一般言之,三类措施中,修建骨干水库枢纽工程,既兴利又除害、既蓄水又排洪、运用灵活,容易见效,所以常是防洪中考虑的重要措施。

河流上修建水库,如前所述,一方面是为了兴利,通过兴利调节计算,规划出适当的死库容和兴利库容,调节枯水季节或枯水年的流量,以满足各用水部门设计的需水要求,但只设置这两种库容是不够的,其主要原因一是为满足用水要求,管理上常使水库有尽可能多的机会保持在正常蓄水位附近,这时若遇大洪水,水库将会因为没有泄洪设施而使大坝失事,非但不能兴利,反而会给下游地区带来危害,从这方面说,为保证水工建筑物的安全,还必须设置调洪库容和修建泄洪建筑物;二是有时为了减轻下游洪水灾害,要求水库对下游承担一定的防洪任务,例如对于某一频率的洪水,要求水库的下泄流量不大于规定的允许泄量,以保证下游防护区的安全。总之,要在兴利计算的基础上,进一步做好防洪计算,合理地定出泄洪建筑物的类型、尺寸和调洪库容、设计洪水位、校核洪水位、坝高等。这些便是水库防洪计算(flood control calculation)的中心内容。围绕这一中心,在本章里还介绍了水库下游防洪控制点的洪水地区组成计算、入库洪水计算、溃坝洪水计算以及已成水库防洪复核等问题。

### 第二节 水库的调洪作用与任务

为使水工建筑物和下游防护地区能抵御规定的洪水,要求水库设置一定的调洪库容和泄洪建筑物,使洪水经过调节后,安全通过大坝,对于下游防洪标准的洪水,还要求下泄流量不超过规定的允许泄量,以保证下游防护地点的流量不超过安全泄量,现举出两种典型情况,谈谈水库是如何为实现这些目标而发挥其调洪作用的。

#### 一、无闸溢洪道的水库调洪情况

无闸溢洪道常称作开敞式溢洪道(spillway)。如图 6.1(a)所示,在溢洪道上不设置闸门,当库水位超过溢洪道的堰顶高程后,即自行泄流。这种泄洪设施结构简单,造价低廉,操作方便可靠。小型水库常常采用,在水库规划设计的情况下,常假设洪水来临时,库水位正好与堰顶齐平。显然,洪水刚刚入库瞬间,泄流量为零。其后,如图 6.1(b)、(c),在  $0-t_1$  段内,因入

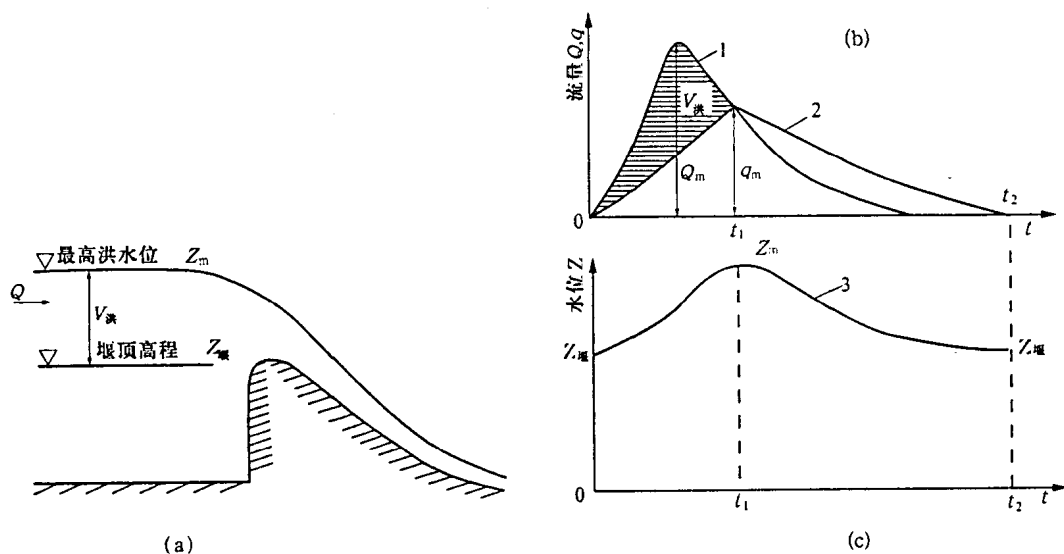


图 6.1 无闸溢洪道水库的调洪作用

1. 入库流量过程线  $Q-t$ ; 2. 出库流量过程线  $q-t$ ; 3. 库水位过程线  $Z-t$

库流量  $Q$  大于出库流量  $q$ , 有余水不断地蓄于水库中, 库水位  $Z$  随之上涨, 堰顶水深加大, 下泄流量  $q$  也跟着增加。至  $t_1$  时, 溢洪道的泄流量与同一时刻的入库流量相等, 这时水库具有最大的蓄洪量  $V_{\text{洪}}$  [在图 6.1(b) 中为  $t_1$  前的阴影面积] 及相应的最大堰顶水深和最大下泄流量  $q_m$ 。  $t_1$  以后, 入库流量小于同一时刻的下泄流量, 所以水库水位和下泄流量也随之逐渐减小, 至  $t_2$  时, 水位恢复到堰顶高程, 这次调洪过程即告终止, 腾空的调洪库容, 将迎接下一次洪水, 这便是水库调洪作用。

## 二、设闸溢洪道的水库调洪情况

在溢洪道上设置闸门, 虽使投资增加, 操作复杂, 但控制运用较为灵活, 常常给大中型水库的防洪兴利带来巨大好处, 尤其承担下游防洪任务者。所以较大的水库枢纽多设置具有闸门的溢洪道, 如图 6.2(a) 所示。

有闸溢洪道水库的调洪, 视具体条件的不同, 其调洪情况是相当复杂的。这里先介绍一种比较简单的情况, 以了解其基本特点, 为后面掌握更复杂的调洪计算打下基础。假定入库洪水为下游防洪标准的洪水, 当它来临时库水位 [称起调水位 (initial regulating level)] 正好为防洪限制水位  $Z_{\text{限}}$ 。因此, 洪水刚刚入库的时候, 堰顶就有一定的水头, 使溢洪道有相当的泄流能力。但为了保证兴利的要求, 显然在没有确切预报的情况下, 不允许闸门全开, 否则  $Z_{\text{限}}$  以下的水量就会泄出, 这时只能控制闸门开度, 来多少泄多少, 即  $Q = q$ , 如图 6.2(b) 中的  $ab$  段。  $b$  点以后, 当来水流量  $Q$  大于  $Z_{\text{限}}$  水位时闸门全开的下泄能力, 但下泄能力又不超过允许泄量  $q_{\text{允}}$  时, 显然应使闸门全开, 像无闸溢洪道那样按泄流能力泄洪。由于  $Q > q$ , 水库蓄水不断增加, 水位上涨,  $q$  越来越大, 如图中的  $bc$  段。至  $c$  点时, 水库下泄能力开始大过水库的允许泄量  $q_{\text{允}}$ , 不能继续敞开泄流, 这时应徐徐关小闸门, 按  $q = q_{\text{允}}$  下泄, 以保下游防护对象的安全, 如图中的  $cd$  段。至  $d$  点时水库蓄洪量达最大值  $V_{\text{洪}}$  [图 6.2(b) 中的阴影面积], 这就是水库为

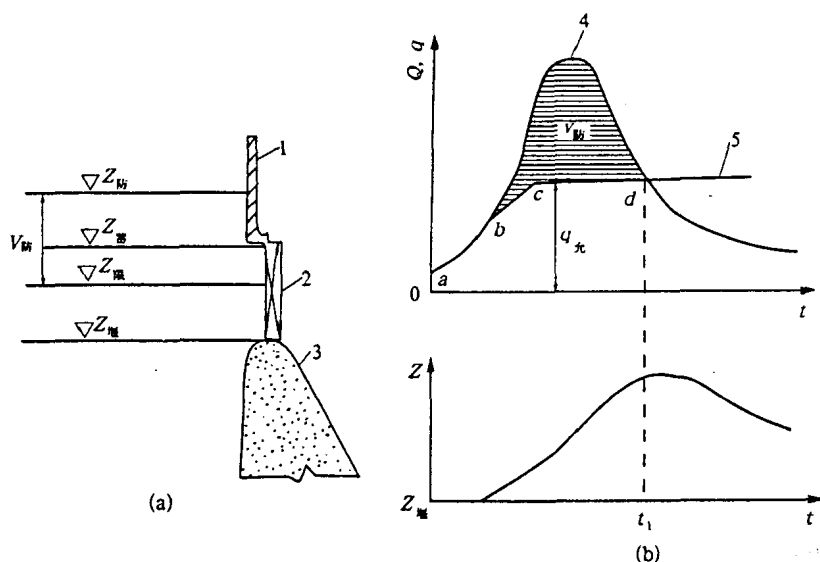


图 6.2 有闸溢洪道水库的调洪作用

1.胸墙;2.闸门;3.溢洪道;

4.入库流量过程线  $Q-t$  (相当于下游防洪标准的);5.出库流量过程线  $q-t$

保证下游防洪安全所必须设置的防洪库容,与之相应的库水位称作防洪高水位,以  $Z_{防}$  表示。此后,保持  $q \leq q_{允}$ ,尽快将库水位降至  $Z_{蓄}$ ,以便迎接下次洪水。

从以上的分析可知,不论溢洪道上有无闸门,洪水在通过水库的过程中,总是先蓄后泄,使出库洪水变得平缓,洪峰流量减小,泄水历时加长。泄洪建筑物的尺寸越小,在同一水位时下泄流量也越小,这将使蓄洪期[例如图 6.1(b)的 0 至  $t_1$  段和图 6.2(b)的  $bcd$  段]内的下泄流量也越小,并使所需调洪库容越大。反之,加大泄洪建筑物尺寸,将使所需调洪库容减小。即入库洪水、下泄洪水、调洪库容和泄洪建筑物尺寸、调洪方式之间存在着相互关联、相互制约的密切关系,定量地分析它们之间的这种关系,也是水库调洪计算(storage routing)的任务。

水库调洪计算,在水利工程规划、设计、施工、管理诸阶段的水文水利计算中都有应用,是水利计算与水库调度的基础内容之一。由于各个阶段,或同一阶段而所遇到的具体情况不同,其计算课题将有所不同。例如运用管理阶段,库容和泄洪建筑物类型、尺寸已是定值,此时,多是由入库洪水预报相应的最高库水位及最大下泄流量;或相反,要求将实测的出库洪水反演为相应的入库洪水<sup>[30]</sup>。又如规划设计阶段,往往是入库洪水——设计标准的洪水、校核标准的洪水或符合下游防洪标准的洪水已定,要求拟定若干泄洪措施方案,通过调洪计算,分析推求其下泄洪水过程、防洪特征库容、特征水位、坝高以及投资、损失、效益等等,然后通过综合比较,按最优化原则,选择一个最优的防洪措施方案,这是设计中最常遇到的情况,除此之外,有时还会遇到有些条件受到限制,如水库上游的淹没不能超过某一范围,即设计最高洪水位、调洪库容大体已定,需通过调洪计算,确定最大下泄流量和泄洪建筑物尺寸,诸如此类的情况还可举出很多,但其计算原理和方法都是相同的,下面仅结合设计规划中的常遇情况加以阐明,以期通过具体计算,能深刻地理解水库调洪的基本概念、基本原理和基本方法。

### 第三节 水库调洪计算原理

水库调洪计算也称调洪演算,其一般课题是,对一定的水库和拟定的泄洪建筑物类型、尺寸、调洪方式,已知入库洪水过程推求出库洪水过程、最大下泄流量和防洪特征库容、特征水位。就是说,把库容曲线、入库洪水过程和泄洪建筑物类型、尺寸、调洪方式作为已知的基本资料 and 条件,以此为基础进行调洪计算。关于库容曲线和设计洪水、校核洪水等,在前面的章节和工程水文学中都已讲过,这里仅补充谈谈如何根据泄洪建筑物类型、尺寸,分析其泄洪能力曲线,然后再介绍水库调洪计算的基本原理及方法。

#### 一、水库泄洪建筑物泄流能力的分析

在水库枢纽工程中,根据水库的具体条件,可设表面溢洪道或深水式泄洪洞,或二者兼有。溢洪道又分为有闸控制和无闸控制两种形式。深水式的泄洪洞都有闸门控制,当设置高程较低时,还可起到施工导流、放空水库和排沙等多种作用,因此,重要的大中型水库枢纽,多同时设有上述两类泄洪建筑物。

泄洪建筑物在某水头下的泄流能力,是指该水头下泄洪建筑物可能通过的最大流量,是实际泄流量的上限。对无闸溢洪道,该水头下的泄流量和泄流能力是一致的。对于有闸溢洪道,当闸门全开(相当于无闸)时二者也是一致的。溢洪道的类型、尺寸既定之后,不管是有闸还是无闸,其泄流能力仅随水头而变化,只是实际应用中,无闸溢洪道只能按泄流能力下泄,有闸溢洪道则可在泄流能力之内按调洪方式由闸门控制泄流。

溢洪道的泄流能力可按堰流公式计算:

$$q_{\text{溢}} = M_1 B H_0^{3/2} \quad (6.1)$$

式中  $q_{\text{溢}}$ ——溢洪道泄流能力( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$H_0$ ——考虑行近流速  $v$  的堰顶水头,即  $H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$ ,水库的  $v$  一般较小,  $\frac{v^2}{2g}$  常可忽略不计,故  $H_0$  可近似等于堰顶水深  $H(\text{m})$ ;

$B$ ——溢流堰净宽( $\text{m}$ );

$M_1$ ——溢流系数,其值取决于溢流堰型式<sup>[31]</sup>。

泄洪洞的泄流能力可按有压管流公式计算:

$$q_{\text{洞}} = M_2 \omega H_0^{1/2} \quad (6.2)$$

式中  $q_{\text{洞}}$ ——泄洪洞的泄流能力( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$H_0$ ——考虑行近流速  $v$  的泄洪洞计算水头,即  $H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$ ,非淹没出流时,  $H$  等于库水位与沿口中心高程之差,淹没出流时,  $H$  为上下游水位之差( $\text{m}$ );

$\omega$ ——泄洪洞洞口的过水断面面积( $\text{m}^2$ );

$M_2$ ——流量系数,应按淹没和非淹没情况参阅参考文献[31]。

为调洪计算上的方便,常将式(6.1)、(6.2)绘制成蓄泄曲线(storage outflow curve)  $q - V$ ,其中  $q$  为当水库蓄量  $V$  时对应的泄流能力。从式(6.1)、(6.2)知,对于一定的泄洪建筑物来说,当行近流速水头不计时,  $q$  仅为  $H$  的函数,而  $H$  又取决于库水位  $Z$ ,  $Z$  又与库容  $V$  成单值函数关系,故实际上  $q$  为  $V$  的单值函数,即  $q = f(V)$ 。因而,对于一定的水库和泄洪建筑物,可按

式(6.1)或式(6.2)及库容曲线计算并绘制该水库的蓄泄曲线  $q - V$ , 现举一例, 说明其绘制方法。

[例 6.1] 某水库泄洪建筑物为无闸溢洪道, 其堰顶高程与正常蓄水位齐平, 为 116 m, 堰顶净宽  $B = 45$  m, 堰流系数  $M_1 = 1.6$ 。该水库设有小型水电站, 汛期按水轮机过水能力  $Q_{\text{电}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  引水发电。该水库的库容曲线值列于表 6.1 中, 试绘制其蓄泄曲线  $q - V$ 。

表 6.1 某水库水位容积关系表

库水位 $Z/\text{m}$	75	80	85	90	95	100	105	115	125
库容 $V/10^6 \text{ m}^3$	0.5	4.0	10.0	23.0	45.0	77.5	119	234	401

计算和绘制的步骤为:

(1) 绘制库容曲线  $Z - V$ , 按表 6.1 所给数据, 即可在图 6.3 中绘出  $Z - V$  曲线。

(2) 列表计算  $q - V$ 。如表 6.2 所示, 在堰顶高程 116 m 之上, 假设不同的库水位  $Z$ , 列于表中第(1)栏, 将它减去堰顶高程 116 m, 得第(2)栏所示的堰顶水头  $H$ , 代入堰流公式(6.1), 得

$$q_{\text{溢}} = M_1 B H^{3/2} = 1.6 \times 45 H^{3/2} = 72 H^{3/2}$$

从而算出各  $H$  下的溢洪道泄流能力, 加上发电流量  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , 得  $Z$  值相应的水库泄流能力  $q = q_{\text{溢}} + q_{\text{电}}$ , 列于第(3)栏, 再由第(1)栏的  $Z$  值查图 6.3 中的  $Z \sim V$  线, 得  $Z$  值相应的库容  $V$ , 见表中第(4)栏。

(3) 绘制该水库的蓄泄曲线  $q - V$ 。由表 6.2 中(3)、(4)栏对应值, 即可在图 6.3 上绘出  $q - V$  线。

表 6.2 某水库  $q - V$  关系计算表

库水位 $Z/\text{m}$	(1)	116	118	120	122	124	126
堰顶水头 $H/\text{m}$	(2)	0	2	4	6	8	10
泄流能力 $q/\text{m}^3/\text{s}$	(3)	10	214	586	1 068	1 638	2 280
库容 $V/10^6 \text{ m}^3$	(4)	247	276	307	340	378	423

二、水库调洪计算基本原理

溢洪道上不设闸门或虽设闸门但闸门全开的调洪是水库调洪的基本方式, 这里就针对这种调洪方式来讨论调洪计算基本原理的, 泄洪洞都有闸门, 其调洪情况与有闸溢洪道相似。

水库调洪是在水量平衡和动力平衡(dynamic balance)(即水力学中所说的连续方程和运动方程)的支配下进行的。水量平衡可表示为水库水量平衡方程, 动力平衡可由水库蓄泄方程(或蓄泄曲线)来反映。从起调开始, 逐时段连续求解这两个方程, 即可由入库流量过程  $Q - t$  求得出库流量过程  $q - t$ , 这就是水库调洪计算所遵循的基本原理。

1. 水库水量平衡方程

如图 6.4 所示, 在某一时段  $\Delta t$  内, 入库水量减去出库水量, 应等于该时段内水库增加或减少的蓄水量, 对此可写出如下的水量平衡方程:

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t = V_2 - V_1 \tag{6.3}$$

式中  $Q_1, Q_2$  ——时段  $\Delta t$  始、末的入库流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$q_1, q_2$  ——时段  $\Delta t$  始、末的出库流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$V_1, V_2$  ——时段  $\Delta t$  始、末的水库蓄水量( $\text{m}^3$ );

$\Delta t$  ——计算时段(s),其长短的选择,应以能较准确地反映洪水过程线的形状为原则陡涨陡落的,  $\Delta t$  取短些;反之,取长些。

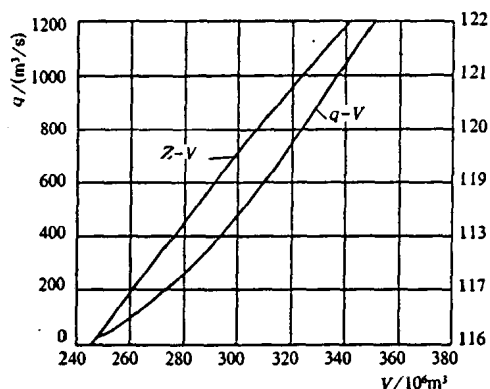


图 6.3 某水库库容曲线  $Z-V$  及蓄泄曲线  $q-V$

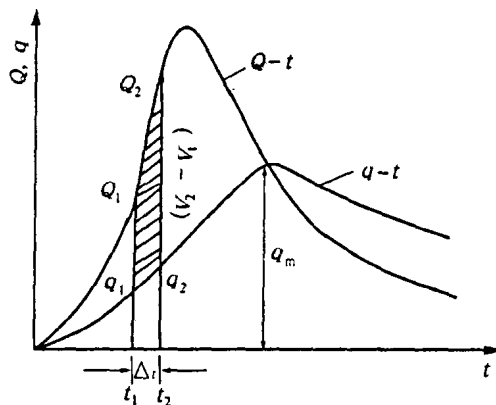


图 6.4 水库调洪计算示意图

## 2. 水库蓄泄方程或水库蓄泄曲线

前面曾经说过,溢洪道无闸或闸门全开时的泄流量就是溢洪道的泄流能力,对于某一水库,当泄洪建筑物的型式、尺寸一定时,泄流能力  $q$  仅取决于泄洪设施的水头或水库蓄量  $V$ ,故可将式(6.1)、(6.2)改写为水库蓄泄方程

$$q = f(V) \quad \text{或 } q-V \text{ 曲线} \quad (6.4)$$

在式(6.3)和式(6.4)中,仅  $q_2, V_2$  为未知数,故联立求解可得,例如第一时段,  $Q_1, Q_2$  可从入库洪水过程线得知,  $q_1, V_1$  可由起调水位  $Z_1$  查  $Z-V, q-V$  线得到,从而可联解出该时段末的  $q_2, V_2$ 。显然,该时段的  $q_2, V_2$  正是第2时段开始时的  $q_1, V_1$ ,于是又可联立解出第2时段末的  $q_2, V_2$ ,依此类推,即可求出水库下泄流量过程线、最大下泄流量  $q_m$ 、调洪库容  $V_{\text{洪}}$  和水库最高洪水位  $Z_{\text{洪}}$ 。

## 第四节 水库调洪计算的方法

在水利规划中,常需根据水工建筑物的设计标准或下游防洪标准,按工程水文中所介绍的方法,去推求设计洪水过程线。因此,对调洪计算来说,入库洪水过程及下游允许水库下泄的最大流量均是已知的。并且,要对水库汛期防洪限制水位以及泄洪建筑物的型式和尺寸拟定几个比较方案,因此对每一方案来说,它们也都是已知的。于是,调洪计算就是在这些初始的已知条件下,推求下泄洪水过程线,拦蓄洪水的库容和水库水位的变化,在水库运行中,调洪计算的已知条件和要求的结果,基本上也与上述类似。

利用式(6.3)和式(6.4)进行调洪计算的具体方法有很多种,目前我国常用的是:列表试算法和半图解法、简化三角形法等,现分述如下。

### 一、试算法

试算法(trial method)概念清楚,是一种最基本、用途较广的水库调洪计算方法,不管溢洪道是否设闸和计算时段是否固定均可使用。为叙述方便,本节先讲无闸溢洪道情况的计算步骤,其他情况将在第五、六节中讨论。

(1)根据库容曲线  $Z - V$  和拟定的泄洪建筑物类型、尺寸、用水力学公式计算和绘制水库的蓄泄曲线  $q - V$ 。

(2)分析确定调洪开始时的起始条件,即起调水位和与之相应的库容、下泄流量。如是无闸溢洪道,为安全计,设计条件下,均取起调水位与溢洪道堰顶齐平。

(3)从调洪开始,按试算法列表解算各时段末的  $V_2$ 、 $q_2$ ,表格形式如表 6.3,但此表只列出了试算的最后成果,未列出试算过程。试算从第一时段开始,逐时段连续进行。对于第一时段,  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $q_1$ 、 $V_1$  及  $\Delta t$  均为已知,假设  $q_2$ ,可由水量平衡方程(6.3)求得  $V_2$ ,由  $V_2$  在  $q - V$  线上又可查得  $q_2$ ,若二者相等,即所设  $q_2$  能同时满足式(6.3)、(6.4),当然这就是这两式的解,假设的  $q_2$  即为所求。否则,应重设  $q_2$ ,重复上述计算过程,直到二者相等为止,这样求得的  $q_2$ 、 $V_2$ ,又是下一时段的  $q_1$ 、 $V_1$ ,于是又可同第一时段一样,试算出第二时段末的  $q_2$ 、 $V_2$ ,如此连续试算下去,即得所需要的下泄流量过程  $q - t$ 。

(4)将入库洪水  $Q - t$  线和计算的  $q - t$  线点绘在一张图上,根据前面的分析,若计算的最大下泄流量  $q_m$  正好是二线的交点,则计算的  $q_m$  是正确的。否则,说明计算的  $q_m$  有误差,此时应改变计算时段  $\Delta t$  进行试算,直至计算的  $q_m$  正好是二线的交点为止。

(5)由  $q_m$  查  $q - V$  线,得最高洪水位的总库容  $V_m$ ,从中减去堰顶以下的库容,得到调洪库容  $V_{洪}$ ,另外,由  $V_m$  查  $Z - V$  线,可以得到最高洪水位  $Z_{洪}$ 。显然,当入库洪水为设计标准的洪水时,求得的  $q_m$ 、 $V_{洪}$ 、 $Z_{洪}$  即为设计标准下的最大泄流量  $q_{m,设}$ 、设计调洪库容  $V_{设}$  和设计洪水位  $Z_{设}$ 。同理,当入库洪水为校核标准的洪水时,求得的  $q_m$ 、 $V_{洪}$ 、 $Z_{洪}$  即为  $q_{m,校}$ 、 $V_{校}$  和  $Z_{校}$ 。

表 6.3 某水库调洪计算表(试算法)

时间 $t/h$	时段 $\Delta t/h$	$Q/$ $(m^3/s)$	$\frac{Q_1 + Q_2}{2}/$ $(m^3/s)$	$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t/$ $10^6 m^3$	$q/(m^3/s)$	$\frac{q_1 + q_2}{2}/$ $(m^3/s)$	$\frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t/$ $10^6 m^3$	$V/$ $10^6 m^3$	$Z/$ $m$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0	12	10	75	3.24	10	15.0	0.65	247.00	116.0
12	12	140	425	18.37	20	62.5	2.70	249.59	116.2
24	12	710	494.5	21.37	105	172.5	7.45	265.26	117.2
36	2	279	264.5	1.90	240	245.0	1.75	279.18	118.2
38	10	250	190.5	6.86	250	240.0	8.64	279.32	118.2
48		131			230			277.54	118.1
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴

注:第(6)栏括号内的数字是按  $\Delta t = 12 h$  计算的。

【例 6.2】某水库,已知设计标准的洪水过程线  $Q-t$  如表 6.3 中第(1)、(3)栏所列,其它条件见例 6.1,用试算法推求水库下泄流量过程、设计最大下泄流量、设计调洪库容和设计洪水水位。计算时段取  $\Delta t = 12\text{h}$ 。

(1)推求该水库的蓄泄曲线  $q-V$ 。

该水库的  $q-V$  线已在例 6.1 中求出,如表 6.2 和图 6.3 所示。

(2)确定调洪的起始条件。

溢洪道属无闸控制的情况,对设计条件,取起调水位与堰顶齐平,且等于正常蓄水位,故得该水库的起调水位为 116 m,与之相应的库容  $V_1$  为  $247 \times 10^6 \text{ m}^3$ ,下泄流量  $q_1$  为发电流量  $q_{\text{电}}$  为  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

(3)推求下泄流量过程线  $q-t$ 。

计算按表 6.3 的格式进行,对于第一时段,由确定的起始条件  $V_1 = 247 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $q_1 = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  和已知值  $Q_1 = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_2 = 140 \text{ m}^3/\text{s}$  求  $V_2$ 、 $q_2$ :假设  $q_2 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ ,由式(6.3)得

$$V_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t + V_1 = \frac{10 + 140}{2} \times 12 \times 3600 - \frac{10 + 30}{2} \times 12 \times 3600 + 247 \times 10^6 = 249.38 \times 10^6 \text{ m}^3$$

依此查图 6.3 中的  $q-V$  线,得  $q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,与原假设不符,故需重设  $q_2$  进行计算,再假设  $q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,由式(6.3)得

$$V_2 = \frac{10 + 140}{2} \times 12 \times 3600 - \frac{10 + 20}{2} \times 12 \times 3600 + 247 \times 10^6 = 249.59 \times 10^6 \text{ m}^3$$

依此查  $q-V$  线,得  $q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,与假设相符,故  $V_2 = 249.59 \times 10^6 \text{ m}^3$  和  $q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$  即为所求,并分别填入该线段末的第表 6.3(9)、第(6)栏。

以第一时段所求的  $V_2$ 、 $q_2$  作为第二时段初的  $V_1$ 、 $q_1$ ,重复第一时段的试算过程,又可求得第二时段  $V_2 = 265.26 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $q_2 = 105 \text{ m}^3/\text{s}$ 。如此连续试算下去,即得表 6.3 第(6)栏所示的下泄流量过程  $q-t$ 。

(4)最大下泄流量  $q_m$  的计算。

按  $\Delta t = 12 \text{ h}$  不变,取表 6.3 中(1)、(3)、(6)栏的  $t$ 、 $Q$ 、 $q$  值,绘出如图 6.5 的  $Q-t$  及  $q-t$  (退水段为虚线)过程线,可见以  $\Delta t = 12\text{h}$  逐时段试算求得的  $q_m = 240 \text{ m}^3/\text{s}$  不是正好落在  $Q-t$  线上,而是偏在它的下方。这显然是不正确的,正确的  $q_m$  值应比  $240 \text{ m}^3/\text{s}$  大一些,出现得晚一些。以  $240 \text{ m}^3/\text{s}$  作为  $q_m$  不正确的原因,在于第四时段仍取  $\Delta t = 12\text{h}$  太长了,现减小计算时段

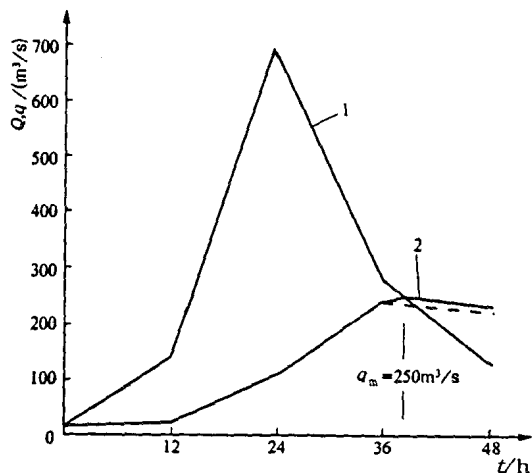


图 6.5 某水库设计洪水过程线及下泄流量过程线

1. 设计洪水过程线  $Q-t$ ; 2. 下泄流量过程线  $q-t$



进行试算, 设  $q_m = q_2 = Q_2 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ , 于是在图 6.5 上查得  $\Delta t = 2\text{h}$ , 该时段初的  $V_1 = 279.18 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $q_1 = 240 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_1 = 279 \text{ m}^3/\text{s}$ , 代入式(6.3)得:

$$\begin{aligned} V_2 &= \left( \frac{Q_1 + Q_2}{2} - \frac{q_1 + q_2}{2} \right) \Delta t + V_1 \\ &= \left( \frac{279 + 250}{2} - \frac{240 + 250}{2} \right) \times 2 \times 3600 + 279.18 \times 10^6 \\ &= 279.32 \times 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

依此在图 6.3 的  $q - V$  线上查得  $q_2 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ , 与假设的  $q_m (= q_2)$  相符, 故  $q_m = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  即为所求, 其出现时间在 38h。

以后仍采用与第 3 步同样的方法, 对 38~48h 的时段 ( $\Delta t = 10\text{h}$ ) 进行试算, 求得 48h 的  $q$  为  $230 \text{ m}^3/\text{s}$ , 图 6.5 中 36~48h 用实线绘出的  $q - t$ , 代表该时段正确的下泄流量过程。

(5) 推求设计调洪库容  $V_{\text{设}}$  和设计洪水位  $Z_{\text{设}}$ 。

按  $q_m = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  从图 6.3 的  $q - V$  线上查得相应的总库容  $V_m = 279.32 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 减去堰顶高程以下的库容  $247 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 即得  $V_{\text{设}} = (279.32 - 247.00) \times 10^6 = 32.32 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 由  $V_m = 279.32 \times 10^6 \text{ m}^3$  从图 6.3 的  $Z - V$  线上查得  $Z_{\text{设}} = 118.21\text{m}$ 。

必须指出, 当水库泄洪有闸门控制时, 其调洪状态有时属控制性泄流, 如图 6.2 中的  $ab$ 、 $cd$  段; 有时属闸门全开的自由泄流, 如图 6.2 中的  $bc$  段, 前者按水库拟定的调洪方式演算, 后者按无闸溢洪道的情况演算, 具体算法在本章第五节进一步说明。

## 二、半图解法

尽管试算法概念明确, 适用于多种情况, 但计算繁杂, 当计算时段多或需进行调洪计算的洪水较多时, 显得非常麻烦, 所以, 实际工作中单独使用该法的不多, 用得比较多的则是可避免试算的半图解法 (semi-graphical method), 这里要介绍的单辅助线法就是半图解法中广泛应用的一种。

单辅助线法 (single auxiliary curve) 的基本原理仍然是逐时段连续求解水库的水量平衡方程和蓄泄方程, 但为了避免试算, 需对这两个方程作适当的变换。

将式(6.3)分离已知项和未知项后, 可改写为如下的形式:

$$\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} - q_1 + \left( \frac{V_1}{\Delta t} + \frac{q_1}{2} \right) \quad (6.5)$$

为与式(6.5)呼应, 将式(4.4)改写为:

$$q = f\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}\right) \quad (6.6)$$

为了实用上的方便, 可将式(6.6)表示为如图 6.6 所示的  $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  辅助线, 将  $q - V$  线改绘为  $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  线是很容易的。如表 6.4 所示, 选定  $\Delta t$  后将  $q$  对应的  $V$  除以  $\Delta t$ , 再加上  $\frac{q}{2}$ , 即得  $q$  所对应的  $\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$ , 由此即可绘出  $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  线。

式(6.5)、(6.6)和式(6.3)、(6.4)是等价的, 但联解式(6.5)(6.6)则无需试算, 其方法是: 调洪开始时, 对于第一时段,  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $V_1$ 、 $q_1$  皆为已知, 将它们代入式(6.5)的右端, 即得左端的  $\frac{V_2}{\Delta t}$

$+\frac{q_2}{2}$ , 依此数值在  $q - (\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$  线上即可查出  $q_2$ , 对于第二时段, 上时段末的  $Q_2, q_2, \frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2}$  就是本时段初的  $Q_1, q_1, \frac{V_1}{\Delta t} + \frac{q_1}{2}$ , 重复第一时段的解算过程, 又可求得第二时段末的  $\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2}, q_2$ , 这样逐时段连续计算, 便可求得水库下泄流量过程  $q - t$ 。

必须指出: 由于该法在作单辅助线时  $\Delta t$  需取定值, 和所使用的  $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  线是由泄流

能力曲线  $q - V$  转换而来, 所以该法只适用于自由泄流(无闸或闸门全开的泄流)和  $\Delta t$  固定的情况, 当用闸门控制泄流时, 应按拟定的调洪方式确定下泄流量, 当  $\Delta t$  有变化, 即与做辅助线所选用的  $\Delta t$  不一致时, 仍需采用试算法计算。

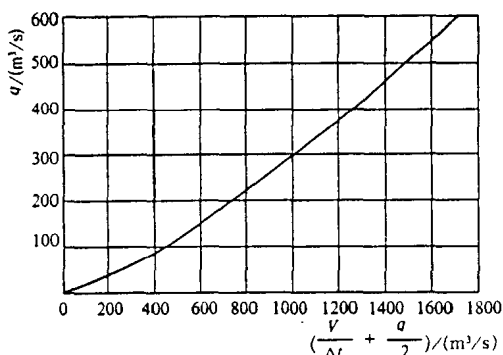


图 6.6 某水库  $q - (\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$  辅助曲线

表 6.4 某水库  $q - (\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$  关系计算表 ( $\Delta t = 12$  小时)

库水位 Z/m	堰顶水头 H/m	总库容 $V_{\text{总}}/10^6 \text{ m}^3$	堰顶以上库容 $V/10^6 \text{ m}^3$	$\frac{V}{\Delta t}/(\text{m}^3/\text{s})$	$q/(\text{m}^3/\text{s})$	$\frac{q}{2}/(\text{m}^3/\text{s})$	$(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})/(\text{m}^3/\text{s})$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
116	0	247	0	0	10	5	5
117	1	262	15	348	82	41	389
118	2	276	29	672	214	107	779
119	3	291	4	1 020	384	192	1 212
120	4	367	60	1 390	586	293	1 683

[例 6.3] 仍用例 6.1 及例 6.2 的基本资料, 采用单辅助线法进行调洪计算, 其步骤简述于下:

### 1. 计算和绘制 $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$ 辅助线

按表 6.4 计算各个  $q$  的  $\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$ , 然后按(6)、(8)栏的对应数值绘制成图 6.6 所示的  $q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  辅助线, 为了减小计算数值, 以提高作图精度, 本例中的  $V$  取堰顶以上库容,  $V_{\text{总}}$  为总库容。

### 2. 推求 $q - t$ 及 $q_m$

调洪的起始条件同例 6.2, 对于第一时段,  $Q_1 = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_2 = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $q_1 = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $\frac{V_1}{\Delta t} + \frac{q_1}{2} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ , 代入式(6.5)得  $\frac{V}{\Delta t} + \frac{q_2}{2} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ , 以此查图 6.6 得  $q_2 = 18 \text{ m}^3/\text{s}$ 。对于其他时段, 计算方法完全一样, 计算数据及成果均列于表 6.6 中。

3. 求  $q_m$ 、 $V_{\text{设}}$  和  $Z_{\text{设}}$

表 6.5 某水库调洪计算表(单辅助线法,  $\Delta t = 12 \text{ h}$ )

时间 $t/\text{h}$	$Q/(\text{m}^3/\text{s})$	$\frac{Q_1 + Q_2}{2}$ $(\text{m}^3/\text{s})$	$q/(\text{m}^3/\text{s})$	$(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})/$ $(\text{m}^3/\text{s})$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	10	75	10	5
12	140	425	18	70
24	710	495	110	477
36	279	205	244	862
48	131	98	230	823
60	65	49	181	691
72	32	24	137	559
84	15	13	100	446
96	10	10	75	359
108	10		60	294

按表 6.5 中(1)、(2)、(4)栏的数据绘出  $Q-t$  线和  $q-t$  线, (图 6.7)。 $q-t$  线的峰值  $q_m$  按趋势绘于  $Q-t$  线的退水段上, 并量得  $q_m = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ 。由此可求得  $V_{\text{总}} = 279.20 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $V_{\text{设}} = 32.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $Z_{\text{设}} = 118.2 \text{ m}$ 。这种从图上定  $q_m$  值的方法比较简便, 精度也完全达到要求, 当然也可以采用试算法求  $q_m$ 。

### 三、简化三角形法

规划设计无闸溢洪道的小型水库时, 尤其在做多方案比较的过程中, 往往只需求出最大下泄流量  $q_m$  及调洪库容  $V_{\text{洪}}$ , 而无需推求下泄流量过程线。在这种情况下, 为了避免上述列表试算法或单辅助线法的大量工作, 可以考虑采用简化三角形法进行调洪计算, 该法的基本假定是: 入库洪水过程线  $Q-t$  可以概化为三角形(图 6.8), 下泄流量过程线的上涨段(虚线  $ob$ )能近似地简化为直线  $ob$ , 有了这些假定之后, 就可使调洪计算大为简化, 现具体介绍如下。

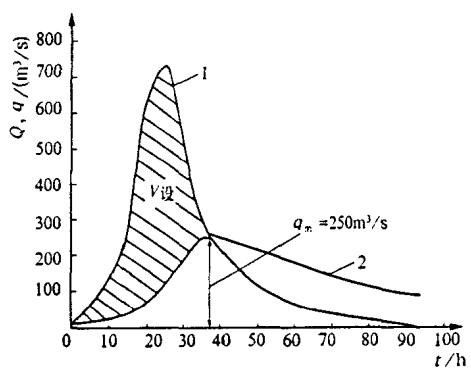


图 6.7 由  $Q-t$  线和  $q-t$  线的交点求  $q_m$   
1. 设计洪水过程线  $Q-t$ ; 2. 下泄流量过程线  $q-t$

在图 6.8 中,因入库流量过程线  $Q-t$  已概化为三角形,其高为  $Q_m$ ,底宽为过程线的历时  $T$ ,三角形的面积即入库洪水的洪量  $W = \frac{1}{2} Q_m T$ ,所以调洪库容  $V_{\text{洪}}$  为:

$$V_{\text{洪}} = \frac{1}{2} Q_m T - \frac{1}{2} q_m T = \frac{Q_m T}{2} \left(1 - \frac{q_m}{Q_m}\right)$$

将  $W = \frac{1}{2} Q_m T$  代入上式,得:

$$V_{\text{洪}} = W \left(1 - \frac{q_m}{Q_m}\right) \quad (6.7)$$

或

$$q_m = Q_m \left(1 - \frac{V_{\text{洪}}}{W}\right) \quad (6.8)$$

调洪计算用式(6.7)或(6.8)与水库蓄泄曲线  $q-V$  联合求解。这里的  $V$  是堰顶以上库容,即  $V = V_{\text{总}} - V_{\text{堰}}$ 。解算的方法常用简化试算法或图解法。简化试算法是先假定  $q_m$ ,利用式(6.7)求  $V_{\text{洪}}$ ,再由  $q-V$  线查得一个新的  $q_m$ ,如二者相等,则所设  $q_m$  和计算出来的  $V_{\text{洪}}$  即为所求,否则继续试算。图解法如图 6.9 所示意。在绘有  $q-V$  线的图上,沿横轴( $q$  轴)找出等于  $Q_m$  的  $B$  点,再沿纵轴( $V$  轴)找出等于  $W$  的  $A$  点,连接  $AB$  线,它与  $q-V$  线的交点  $C$  的横标和纵标值即为  $q_m$  及  $V_{\text{洪}}$ 。

图解法的作图原理可证明如下:因  $\triangle AOB \sim \triangle CDB$ ,对应边相互成比例,即

$$\frac{DB}{OB} = \frac{CD}{AO}$$

将  $DB = Q_m - q_m$ 、 $OB = Q_m$ 、 $CD = V_{\text{洪}}$ 、 $AO = W$  代入上式,得:

$$\frac{Q_m - q_m}{Q_m} = \frac{V_{\text{洪}}}{W}$$

即

$$q_m = Q_m \left(1 - \frac{V_{\text{洪}}}{W}\right)$$

此式与式(6.8)相同,这便证明了图 6.9 的求解法是完全正确的。

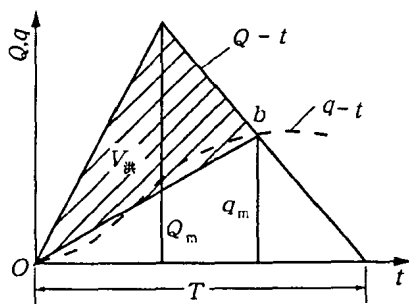


图 6.8 简化三角形法  
水库入流、出流示意图

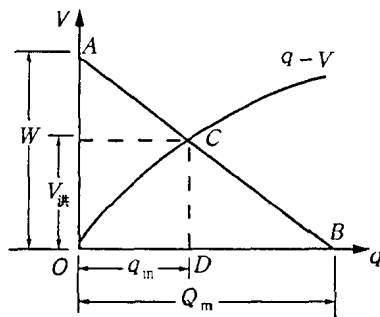


图 6.9 简化三角形法图解示意图

#### 四、考虑动库容的调洪计算法

以上所介绍的调洪计算方法,是以静库容曲线为基础进行的,即把库水面近似地作为水平面进行调洪计算,这对于通常所遇到的湖泊式水库是适合的,不仅算法简便,且能满足计算精

度的要求,但对峡谷型水库,当通过大洪水流量时,水库表面呈现出明显的水面坡降,这种情况下若仍用上面介绍的方法,则会使计算结果发生较大的误差。例如湖北省陆水水库,1973年6月下旬一次洪水,由入库洪水按静库容曲线计算的坝前最高水位为57.04m,而用动库容曲线计算,则与实测值56.47m完全吻合,该水库的大量资料表明,若不考虑楔形库容的作用,将使计算的坝前水位偏高。因此,当楔形库容较大时,有必要按动库容曲线进行调洪计算。

考虑动库容影响进行调洪计算,其基本原理和方法与静库容计算基本相同,仍然是逐时段连续求解水库水量平衡方程和蓄泄方程,并且也可以用试算法和半图解法求得。不同的地方,仅在于要把用静库容曲线制作的 $q-V$ 线或 $q-(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 线,改绘成用动库容曲线制作的以 $Q$ 为参数的 $q-Q-V$ 线或 $q-Q-(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 线。后者如图6.10,此图可根据拟定的泄洪建筑物型式、尺寸和第三章所介绍的动库容曲线 $Z-Q-V$ 来制作,现结合表6.6说明其计算绘制方法。

表 6.6  $q-Q-(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 辅助线计算表(格式)

入库流量 $Q/(m^3/s)$	坝前水位 $Z/m$	动库容 $V/m^3$	计算水头 $H/m$	下泄流量 $q/(m^3/s)$	$\frac{V}{\Delta t}/$ $(m^3/s)$	$(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})/$ $(m^3/s)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

表中(1)、(2)、(3)栏是由动库容曲线 $Z-Q-V$ 上以入库流量 $Q$ 为参数分组摘取的数据,例如在 $Q=0$ 的 $Z-V$ 线上摘取的一组 $Z、V$ 值,是入库流量为零的库容曲线(即静库容曲线)值;在 $Q=Q_1$ 的 $Z-V$ 线上摘取的一组 $Z、V$ 值,为入库流量等于 $Q_1$ 的库容曲线值,等等。第(4)栏 $H$ 为泄洪建筑物的计算水头,可由坝前水位 $Z$ 及溢洪道堰顶高程或泄洪洞孔口中心高程、下游水位等资料求得;然后用泄洪建筑物的泄流能力计算公式求得下泄流量 $q$ ,填入第(5)栏,将第(3)栏的数据除以 $\Delta t$ ,得第(6)栏的 $\frac{V}{\Delta t}$ ,再把第(5)栏的数据除以2,对应相加,即得第(7)栏的 $\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$ 。最后用(1)、(5)、(7)栏对应的数据,点绘出以 $Q$ 为参数的 $q-Q-(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 多条辅助线。这就是考虑动库容的调洪计算的一种辅助线图,如图6.10所示。

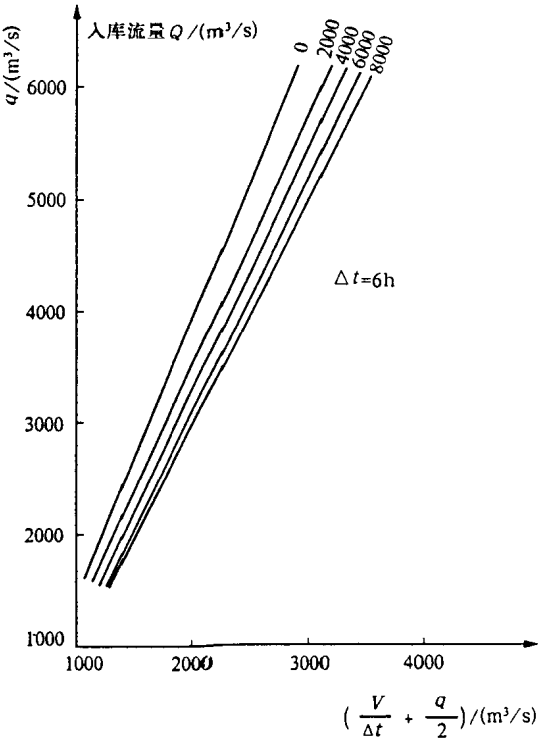


图 6.10 某水库动库容  $q-Q-(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$  辅助线图

现说明考虑动库容时利用  $q - Q - \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$  辅助线推求下泄流量过程  $q - t$  的计算步骤:从第一时段开始,由入库洪水和分析确定的起始条件求得式(6.5)右端的各项数值  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $q_2$ 、 $V_1$ ,于是可算出  $(\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2})$  值。据此值和  $Q_2$  在图 6.10 所示的曲线组中  $Q = Q_2$  的曲线上查得相应的  $q_2$ 。再以第一时段的  $Q_2$ 、 $q_2$ 、 $\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2}$  作为第二时段的  $Q_1$ 、 $q_1$ 、 $\frac{V_1}{\Delta t} + \frac{q_1}{2}$ ,可算出第二时段末的  $\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2}$  值,同第一时段一样,又可查得本时段末的  $q_2$ ,同法连续计算下去,即得下泄流量过程  $q - t$ ,值得注意的是,当计算时段  $\Delta t$  与作图的  $\Delta t$  不一致时,也要采用试算法计算,试算的方法与前面介绍的基本相同,只是蓄泄曲线要改用  $q - Q - V$  的形式。

## 第五节 水库的防洪计算

水库防洪计算(flood prevention calculation)的任务和内容已在本章的开头和第一节中作了简要叙述,这里仅就在规划设计阶段水库防洪计算(溢洪道设闸或不设闸)的主要内容和基本程序做进一步说明,按工作的先后次序共分三个方面:

(1)在调查分析洪水特性及灾害、防洪要求,当地自然条件的基础上,根据需求和可能提出若干防洪比较方案。所谓防洪方案,就是所采用的防洪措施及其规模、运用方式等因素的组合。例如泄洪措施方面,可供考虑的有无闸溢洪道、有闸溢洪道、泄洪洞、非常泄洪设施(如爆破副坝)等,其规模如何,怎样运用,又如能否利用一部分兴利库容调洪,如何利用,利用的程度多大,等等。为达到一定的防洪目标,对这些因素采取不同的组合,就形成了许多不同的方案,在拟定方案时,要抓住主要矛盾,着重对主要影响因素进行比较,并且要对能够经过调查分析可以定下来的因素先定下来,以减少不确定的比较因素。

(2)对各方案进行调洪计算,求得每个方案在各种设计洪水时的下泄流量过程,最大下泄流量,防洪特征库容,特征水位和坝高。

(3)计算各方案的投资、材料消耗、淹没损失、防洪效益等,进行政治、经济、技术等多方面的综合比较论证,选出最佳方案,报上级机关审批。其中经济方面的比较,是一项相当复杂的工作,将在第七章进行讨论。

水库防洪计算,一般分为两大类型:一类是溢洪道不设闸的情况,另一类是溢洪道设闸(包括泄洪洞)的情况。前者比较简单,也是后者的基础。水库防洪计算也可按有无下游防洪任务来分类,无闸溢洪道一般都是中小型水库,调洪能力差,多数都不承担下游防洪任务;溢洪道上设闸,控制运用比较灵活,便于承担下游防洪任务,因此在讨论设闸溢洪道水库的防洪计算时,考虑下游防洪问题将是研究的一个重点。

### 一、无闸门控制时水库防洪计算

中小型水库,尤其小型水库,库容小,一般不承担下游的防洪任务,同时为了管理上的方便可靠,以及节省投资,溢洪道一般不设闸门,这种情况下的防洪计算常有以下特点:

①溢洪道的堰顶高程一般都等于正常蓄水位,因为,如果比正常蓄水位低,将由于堰顶到正常蓄水之间的库容无法蓄水,而使设计供水得不到保证;反之,如果高于正常蓄水位,将由于堰顶高程之下常常没有强大的排洪设施及时排空堰顶至正常蓄水位间的那部分调洪库容,从

而有可能破坏防洪安全;②上述情况还说明,对于这类水库,设计的兴利库容不可能与调洪库容结合使用,即防洪限制水位应与正常蓄水位齐平;③库水位超过溢洪道的堰顶后,即自行敞开泄洪,属自由泄流方式;④对设计条件,为安全计,起调水位应取防洪限制水位,此处即正常蓄水位。

## 二、无闸溢洪道水库的防洪计算

### (一)拟定泄洪方案和进行调洪计算

如上所述,无闸溢洪道水库的溢洪道堰顶高程一般都等于正常蓄水位,是由水库的兴利计算所定的,因此,泄洪方案的拟定主要是根据水库坝址附近地形、地质条件和洪水情况。拟定几个可能的溢洪道宽度  $B$  (有时还要拟定泄洪洞的尺寸),利用已求得的设计标准和校核标准的洪水过程线对各方案用前节介绍的方法进行调洪计算,求出相应的最大下泄流量  $q_{m,设}$  和  $q_{m,校}$ 、最高洪水位  $Z_{设}$  和  $Z_{校}$  和调洪库容  $V_{设}$  和  $V_{校}$ 。

### (二)坝顶高程的计算

水库的非溢流坝(包括挡水围堰)坝顶高程应满足,在设计洪水或校核洪水位时,遇到风浪,不致使水溢过或溅过坝顶,此外,还应有足够的安全超高,即坝顶高程  $Z_{坝}$  为

$$Z_{坝} = \max \left[ \begin{array}{l} Z_{设} + h_{浪,设} + \Delta h_{设} \\ Z_{校} + h_{浪,校} + \Delta h_{校} \end{array} \right] \quad (6.9)$$

式中  $Z_{设}$ 、 $Z_{校}$ ——某方案的设计洪水位和校核洪水位;

$h_{浪,设}$ 、 $h_{浪,校}$ ——设计条件和校核条件下的风浪高,与水面大小、风速高低、坝坡情况有关,按有关的专业规范计算;

$\Delta h_{设}$ 、 $\Delta h_{校}$ ——分别为超过  $(Z_{设} + h_{浪,设})$  和  $(Z_{校} + h_{浪,校})$  的安全超高,按参考文献[14]之规定选取。

在式(6.9)中,  $Z_{设}$  小于  $Z_{校}$ , 但  $h_{浪,设}$  大于  $h_{浪,校}$ ,  $\Delta h_{设}$  大于  $\Delta h_{校}$ , 故应对两种情况都作出计算,取大值作为该方案的坝顶高程。

### (三)方案比较和选择

根据各方案的溢洪道宽度  $B$ 、坝顶高程  $Z_{坝}$ 、最高洪水位等,算出每个方案的材料消耗、投资、淹没和浸没损失、防洪效益(如果承担有下游防洪任务)等,并考虑技术上和政治上的因素,综合分析比较后,选出最有利的防洪方案。

在进行方案比较时,可点绘  $B - Z_{坝}$  和  $B - q_{m,校}$  两种曲线,如图 6.11,从图中可以看出,在其他条件相同时,  $B$  愈大,其相应的最大下泄流量  $q_{m,校}$  亦愈大,而所需坝高则愈小。如溢洪道建筑物投资、水库下游堤防费用及下游淹没损失用  $S_B$  表示,大坝投资及水库上游淹没损失用  $S_D$  表示,则  $B$  愈大,  $S_B$  愈大,而  $S_D$  愈小,如图 6.12 所示。

### (四)水库具有非常泄洪设施时的防洪计算

#### 1. 非常泄洪设施

有的水库校核洪水比设计洪水大得多,尤其当校核洪水采用可能最大洪水时,二者相差更为悬殊,如只有正常泄洪建筑物,在正常溢洪道,则将正常泄洪建筑物筑得很宽,枢纽造价较高,很不经济。在这种情况下,若条件许可,应尽量修建位置适当,工程比较简易,造价较低,使用机会很少的非常泄洪设施,帮助正常泄洪设施宣泄比设计洪水大得多的洪水(包括校核洪水),但正常泄洪设施的泄洪能力应不小于正常运用时的泄洪要求。

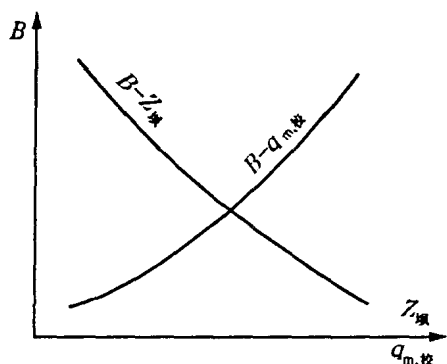


图 6.11  $B - q_{m,校}$ 、 $B - Z_{堰}$  关系曲线

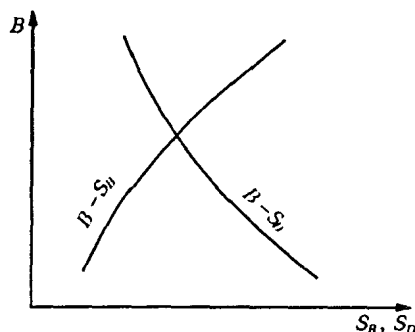


图 6.12  $B - S_B$ 、 $B - S_D$  关系曲线

国内目前采用的非常泄洪设施主要是设置非常溢洪道,其位置可选在高程及位置比较合适的库区分水线的垭口或副坝处。在垭口处开挖非常溢洪道时,需在进口底坎上修筑既能可靠挡水又能在启用时迅速破开的挡水土堰。如果副坝(土石坝)较长,则应采用一定形式的结构以限制其溃口宽度。非常溢洪道的堰顶高程或副坝的坝底高程一般应不低于正常溢洪道堰顶(当正常溢洪道不设闸门时)或防洪限制水位(正常溢洪道设闸时),这样,将有利于汛后蓄水。

非常溢洪道的启用方式有二:自溃和引溃。前者是库水位涨到启用水位  $Z_{启}$  时,库水漫过挡水堤(或副坝)而使其自行溃决;后者是库水位达到  $Z_{启}$  时即用炸药爆破。按上述方式启用,实属溃坝性质,理应按溃坝水流计算,但这样做甚是困难,故目前一般都近似简化为无闸溢洪道的情况估算其泄流曲线( $Z - q$  线)。规划非常溢洪道时,应控制水库最大总下泄量不超过坝址最大天然来水量。

## 2. 非常泄洪设施的启用标准

修建非常泄洪设施,除了要考虑它的位置、类型、尺寸外,还要考虑它在什么条件下投入运用,即启用标准问题。目前,多以某一库水位作为启用的标准,并称该水位为启用水位( $Z_{启}$ ),启用标准过低,例如超过设计洪水水位不多就启用,将会给下游带来比较频繁的洪水灾害,且在洪水过后修复这些措施(例如修复被炸毁的副坝),也不是一件容易的事,故  $Z_{启}$  不能定得太低;但也不宜定得太高,如果定得过高,虽能减少下游洪水灾害,但会使坝高或泄洪设施的规模过分增大,上游淹没损失增加,至于定  $Z_{启}$  多高为宜,则应通过方案比较加以确定。

## 3. 启用非常泄洪设施时的调洪计算

如果水库有一个正常溢洪道和一个非常溢洪道,它们的堰顶高程分别为  $Z_{堰,正常}$  和  $Z_{堰,非常}$ ,则其合成泄流曲线  $Z - q$  及相应的蓄泄曲线  $q - V$  如图 6.13 所示。在图 6.13(a)中, A 点的高程为  $Z_{堰,正常}$ , B 点的高程为  $Z_{堰,非常}$ , C 点的高程为  $Z_{启}$ ,  $Z_{设}$  为设计洪水水位,常高于  $Z_{堰,非常}$  并低于  $Z_{启}$ 。库水位低于 C 点时,只有正常溢洪道泄洪,其泄流量为  $q_{正常}$ ;库水位在 C 点以上时,挡水堤或副坝已被冲(炸)毁,两种泄洪建筑物联合泄洪,其泄流量为  $q_{正常} + q_{非常}$ 。由于库水位在 C 点时,非常溢洪道上已有一定水头(等于  $Z_{启}$  与  $Z_{堰,非常}$  之差),挡水堤或副坝冲(炸)毁时,其泄流量会骤然增加,故  $Z - q$  线在 C 点有一段水平线 CD(其值即  $Z_{启}$  时非常溢洪道的泄流能力),与之相应,在图 6.13(b)中,则有一段垂直线 CD。



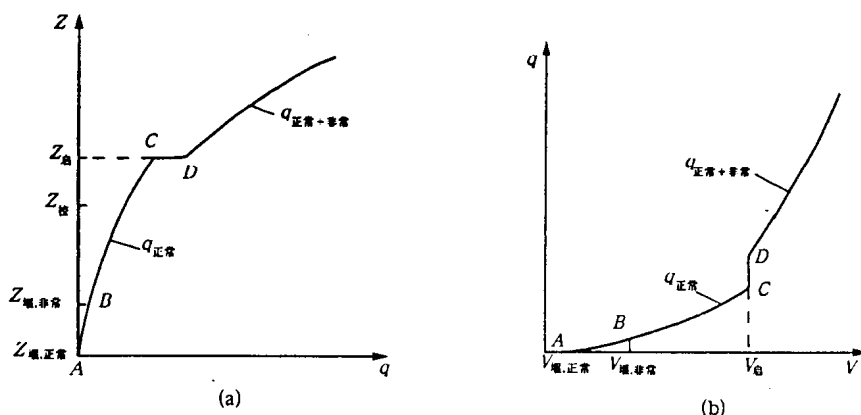


图 6.13 启用非常泄洪设施时的泄流曲线及蓄泄曲线

(a)  $Z-q$  线; (b)  $q-V$  线

有了图 6.13(b), 即可按开敞式溢洪道的调洪计算方法 (例如试算法或单辅助法) 对校核洪水过程线进行调洪计算, 求得校核洪水的调洪库容  $V_{调}$  (又称  $V_{校}$ )、校核洪水位  $Z_{校}$ 、最大泄流量  $q_{m,校}$  和坝顶高程  $Z_{坝}$ 。值得提出的是: 启用非常泄洪设施以后, 水库的泄流能力大大增加, 与单用正常泄洪设施相比,  $V_{调}$ 、 $V_{校}$ 、 $Z_{坝}$  都有所减小, 而  $q_{m,校}$  则有所增加。

#### 4. 方案比较和选择

在需要修建非常泄洪设施的水库, 在拟定水库的泄洪方案时, 应该对正常泄洪设施和非常泄洪设施同时考虑。拟定非常泄洪设施的位置、类型、非常溢洪道的堰顶高程  $Z_{堰,非常}$  及启用水位  $Z_{启}$  等, 通过调洪计算, 进行方案比较, 选择最优方案, 实际上, 非常泄洪设施的选择余地并不大, 水库周边的垭口位置常常只有一个或少数几个, 有时连一个也没有。

### 三、有闸门控制时水库防洪计算

#### (一) 溢洪道设闸的作用

溢洪道上设置闸门, 尽管使泄洪设施的投资增加, 操作管理变得复杂, 但可以比较灵活地按需要控制泄流量的大小和时间, 给大中型水库枢纽的综合利用带来巨大好处, 利远大于弊, 故大中型水库的溢洪道上一般都设闸门, 设闸的作用很多, 主要有: ①因为无闸溢洪道的堰顶与正常蓄水位齐平, 有闸溢洪道的堰顶低于正常蓄水位, 故在库水位相同时, 有闸溢洪道的泄流能力大于无闸溢洪道的泄流能力; ②在同样满足下游河道允许泄流量  $q_{允}$  的情况下, 如图 6.14 所示, 有闸的防洪库容要比无闸的小 (图中 2、3 两线所包围的阴影面积即减小的数值), 从而可以减少大坝投资和上游淹没损失; 反之, 防洪库容一定, 有闸则可使下泄的最大流量减小, 从而可以减轻下游的洪水灾害; ③有闸控制泄流, 可以在区间来水较大时, 控制闸门减小水库下泄量, 待区间洪水减小时, 再加大水库下泄量, 使上游来的洪水和区间来的洪水错开, 从而可以有效地削减下游河段的最大流量; ④在溢洪道设闸的情况下, 正常蓄水位  $Z_{蓄}$  高于防洪限制水位  $Z_{限}$  (图 6.15),  $Z_{限}$  和  $Z_{蓄}$  之间的库容, 在汛期用以防洪, 非汛期蓄水兴利, 这样, 便可使水库的总库容减小; ⑤水库溢洪道设闸, 还便于考虑洪水预报, 提前预泄腾空库容。

#### (二) 设闸溢洪道水库的防洪计算

从上面的分析可以看出, 水库溢洪道设闸的防洪计算比较复杂, 下面将在无闸溢洪道水库防洪计算的基础上, 针对设闸的特点, 进一步加以讨论。

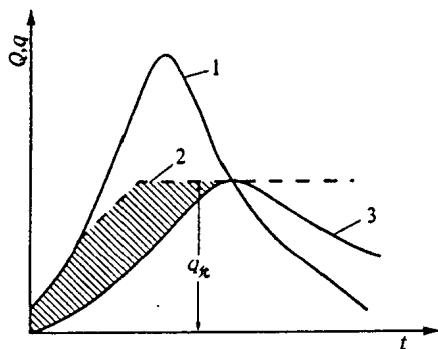


图 6.14 溢洪道设闸时防洪库容减小示意

1. 下游防洪标准的洪水过程线; 2. 有闸控制的泄流量过程线; 3. 无闸控制的泄流量过程线

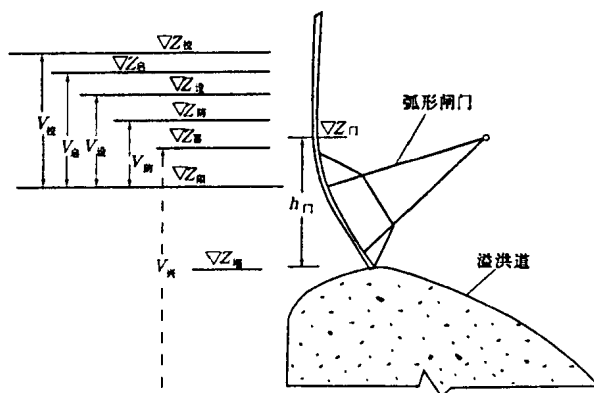


图 6.15 设闸溢洪道水库特征水位、特征库容示意

### 1. 防洪方案的拟定

组成有闸溢洪道水库防洪计算方案的因素很多,例如溢洪道宽  $B$ 、图 6.15 的堰顶(闸底)高程  $Z_{\text{堰}}$ 、防洪限制水位  $Z_{\text{限}}$ 、闸门顶高程  $Z_{\text{门}}$  等,另外,当有非常泄洪设施时,还要考虑其位置、类型、规模、启用水位等因素,其中任一因素的改变,都将构成一个拟定的方案,对于这种比较复杂的情况,要特别注意深入全面地调查和分析,抓住主要矛盾,尽可能排除那些无需大量计算就能确定的比较因素,以利尽快找到最优方案。下面就以前还未遇到的几个因素,谈谈其拟定的一些经验和方法。

(1) 当闸门顶以上没有胸墙时,闸门顶高程  $Z_{\text{门}}$  应不低于正常蓄水位  $Z_{\text{蓄}}$ ,即

$$Z_{\text{门}} \geq Z_{\text{蓄}} \quad (6.10)$$

(2) 溢洪道堰顶高程  $Z_{\text{堰}}$  与  $Z_{\text{门}}$  的关系为:

$$Z_{\text{堰}} = Z_{\text{门}} - h_{\text{门}} \quad (6.11)$$

式中  $h_{\text{门}}$  为闸门高度,应以结构设计允许的最大高度为限,然后结合溢洪道附近的地形、地质条件拟定  $Z_{\text{堰}}$  的比较方案。

(3) 防洪限制水位  $Z_{\text{限}}$  是指汛期水库允许经常维持的上限水位。即在每场洪水过后,要尽快使之恢复到该水位,以迎接下次洪水,对于设计条件,  $Z_{\text{限}}$  就是调洪开始时的起调水位。该水位反映了兴利库容与调洪库容结合的程度,当  $Z_{\text{限}}$  等于  $Z_{\text{蓄}}$  时,表示二者不结合,它与  $Z_{\text{蓄}}$ 、 $Z_{\text{堰}}$  的关系是

$$Z_{\text{堰}} \leq Z_{\text{限}} \leq Z_{\text{蓄}} \quad (6.12)$$

可根据洪水特性、防洪要求等确定。从主观愿望讲,希望将该水位定得低一些,使较多的兴利库容兼作防洪,这样便可使  $Z_{\text{设}}$ 、 $Z_{\text{校}}$ 、 $Z_{\text{堰}}$  都较低,从而降低工程造价,但定得太低,会使兴利得不到保证,这对兴利来说,又是绝对不允许的。正确的  $Z_{\text{限}}$  应是在不破坏设计供水的原则下取最低值,依此原理,可用试算法求得  $Z_{\text{限}}$ 。其作法大体是:假设一个  $Z_{\text{限}}$ ,按汛期库水位不超过  $Z_{\text{限}}$ 、非汛期库水位不超过  $Z_{\text{蓄}}$ ,逐年进行兴利调节计算,求得一个相应的供水保证率  $p$ ,设不同的  $Z_{\text{限}}$ ,有不同的  $p$ ,设计保证率  $p_{\text{设}}$  所对应的  $Z_{\text{限}}$  即为所求。若为年调节水库,也可对设计频

率的枯水代表年(调节年度)按上述方法做兴利调节计算,若该年水刚好满足,且无余水,即认为所设  $Z_{\text{限}}$  是合理的。有些地方,根据洪水特性汛期可以明显地划分为几个阶段,则应分别拟定各阶段的  $Z_{\text{限}}$  值,关于这个问题,详见第九章。

## 2. 拟定调洪方式

有闸溢洪道泄流,随着闸门的启闭,有时属控制泄流,有时属闸门全开的自由泄流;另外,还要考虑非常泄洪设施的运用,因此,调洪计算时,应先根据下游防洪、非常泄洪和是否有可靠的洪水预报等情况拟定调洪方式,即定出各种条件下启闭闸门和启用非常泄洪设施的规则,调洪计算则依此进行。

各水库的情况不同,调洪方式也不尽一致。这里仅就一种较为简单的情况(不考虑预报),分析其调洪方式的拟定。设想在图 6.15 所示的水库上发生一次大洪水,涨洪开始时起调水位为  $Z_{\text{限}}$ ,初始阶段  $Q \leq q_{\text{限}}$  ( $q_{\text{限}}$  为  $Z_{\text{限}}$  时的溢洪道泄流能力),为保持库水位不变,确保兴利要求,应控制闸门开度,按  $q = Q$  下泄;随着  $Q$  增大,  $Q > q_{\text{限}}$ ,库水位上升到  $Z_{\text{限}} - Z_{\text{防}}$  之间(防洪高水位  $Z_{\text{防}}$  的确定见本章第三节),但闸的下泄能力小于下游允许泄量  $q_{\text{允}}$ ,为在保证下游安全的条件下尽快排洪,应使闸门全开自由泄流,但到下泄能力则应关小闸门,按  $q = q_{\text{允}}$  下泄;由于  $Q$  持续大于  $q_{\text{允}}$ ,库水位不断上升,当超过  $Z_{\text{防}}$  时,说明这次洪水超过了下游防洪标准,不能再保下游了,应该把保大坝作为调洪的目标,故又一次闸门全开自由泄流;若如此操作库水位仍然上涨,当到了  $Z_{\text{校}}$ ,且有继续上涨的趋势时,说明入库的洪水超过了启用非常泄洪设施标准,此时应使非常泄洪设施即刻投入运行,与设闸溢洪道和泄洪洞(如果有的话)一起排洪,全力以赴,确保大坝安全,上述调洪方式,为简明起见,可概括为图 6.16。

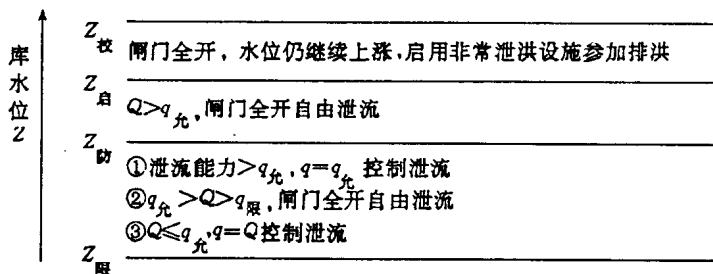


图 6.16 调洪方式示例(不考虑预报)

## 3. 调洪计算

对于设计标准的洪水  $(Q - t)_{\text{设}}$  (图 6.17),与校核标准的洪水比较而言,属于发生机会较多的洪水,按规范规定应由正常泄洪设施(这里是设闸的溢洪道)排泄,按上述调洪方式进行调洪计算,求得其下泄流量过程线  $(q - t)_{\text{设}}$ ,即图中的  $abcdefg$  线。具体作法是:  $b$  点前,库水位为  $Z_{\text{限}}$  (设计条件的起调水位),  $Q \leq q_{\text{限}}$ ,应按  $q = Q$  控制泄流,得  $ab$  线;  $b$  点至  $c$  点间,  $Z_{\text{限}}$  以上的蓄洪量不超过防洪库容  $V_{\text{防}}$ ,即  $Z$  介于  $Z_{\text{限}} - Z_{\text{防}}$  之间,当  $q_{\text{允}} > Q > q_{\text{限}}$  时,应闸门全开自由泄流,按第四节介绍的方法计算下泄流量过程线,即  $bc$  线;  $c$  点至  $d$  点间,虽然库水位仍不超过防洪高水位  $Z_{\text{防}}$ ,但下泄能力开始超过  $q_{\text{允}}$ ,故按  $q = q_{\text{允}}$  控制泄流,由此得水平线  $cd$ ;  $d$  点开始,  $Z_{\text{限}}$  以上的蓄洪量超过  $V_{\text{防}}$ ,反映在库水位上,即  $Z > Z_{\text{防}}$ ,判知当时的洪水超过了下游防

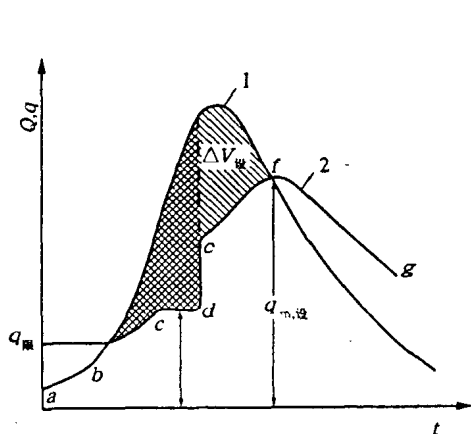


图 6.17 有闸溢洪道水库设计标准的洪水调洪计算

1. 设计标准的洪水过程线( $Q-t$ )<sub>设</sub>;
2. 下泄流量过程线( $q-t$ )<sub>设</sub>

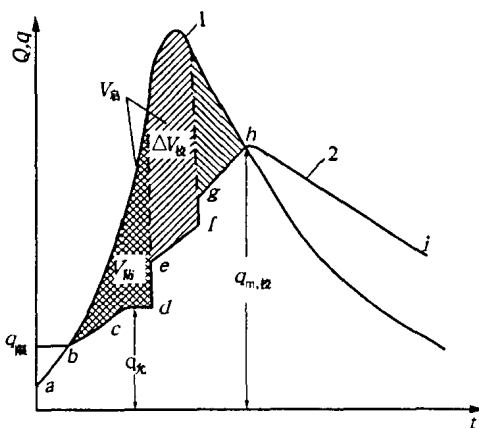


图 6.18 有闸溢洪道水库校核标准的洪水调洪计算

1. 校核标准的洪水过程线( $Q-t$ )<sub>校</sub>;
2. 下泄流量过程线( $q-t$ )<sub>校</sub>

洪标准,故闸门再次全开自由泄流,按此演算出  $efg$  线和设计标准的最大下泄流量  $q_{m,设}$ 。( $Q-t$ )<sub>设</sub>与下泄过程线  $bcdef$  之间所夹的面积, ( $V_{防} + \Delta V_{设}$ )即所求的设计调洪库容  $V_{设}$ ,将它与  $Z_{库}$  以下的库容相加,查库容曲线,便可得到设计洪水位  $Z_{设}$ 。

对于校核标准的洪水(图 6.18),除了应用正常泄洪设施外,还应考虑用非常泄洪设施排洪,仍用上面所说的调洪方式进行调洪计算,可得校核标准的下泄流量过程线  $abcdefghi$ 。 $f$  点以前的调洪计算方法与设计标准的情况相同, $f$  点表示在此以前由正常泄洪设施排洪,库水位涨到了非常泄洪设施的启用水位  $Z_{启}$ ,这时如果水位仍在上涨,显然所来的洪水超过了启用标准,故应使非常泄洪设施立即投入运行,此后,应用总的(正常泄洪设施的加非常泄洪设施的)蓄泄曲线  $q-V$ ,按自由泄流演算,求得下泄过程  $fghi$  和  $q_{m,校}$ 。校核标准的洪水过程线与下泄过程线  $bcdefgh$  间所夹的面积( $V_{防} + \Delta V_{校}$ )即为校核调洪库容  $V_{校}$ (即  $V_{调}$ ),然后采用前述类似的方法,可由  $V_{校}$  得到校核洪水位  $Z_{校}$ 。

#### 4. 方案比较和选择

溢洪道设闸时的方案比较和选择与前述溢洪道无闸的情况基本相同。

## 第六节 水库防洪能力复核

为了确保已建水库的安全和充分发挥其防洪作用,对于运用中的水库,还要有计划有步骤地根据新积累的资料、经验和情况,定期复核其实际防洪能力,看它是否满足当今规范规定的防洪要求,若不能满足,则应提出临时的和长远的解决措施,使之迅速达到规定的防洪要求;如果已能满足,则可挖掘潜力,尽可能地增加其效益,水库防洪能力复核包括四个方面的内容。

### 一、复核水库的防洪设计标准

防洪设计标准的复核包括枢纽的设计标准,校核标准和下游防护地区的防洪标准。现行规范所规定的洪水标准,一般都比过去有所提高,尤其是规定了“失事后对下游造成较大灾害

的大型水库、重要的中型水库以及特别重要的小型水库的大坝,当采用土石坝时,应以可能最大洪水作为校核洪水”<sup>[32]</sup>。因此,首先要审查原设计所采用的防洪标准是否与现行的规范相符合。若发现不符,尤其偏低时,则应按现在的规范确定防洪设计标准。

## 二、按新标准推求各种设计洪水

原设计使用的水文系列较短,复核计算时,必须补充建库后新增加的观测资料,按复核审定的防洪设计标准推求设计标准的、校核标准的以及防洪标准的设计洪水,为水库控制运用提供依据。视水文资料和复核的要求,设计洪水可采用由流量资料推求或由暴雨资料推求,可能最大洪水多采用由可能最大暴雨推求。其计算方法与规划设计时采用的方法基本相同,以下仅就不同之处作一些说明。

### 1. 由流量资料推求复核使用的各种设计洪水

规划设计阶段所用的流量资料多是坝址洪水资料,水库洪水复核阶段所用的流量资料,则包括两个部分:一是建库前的坝址洪水资料,再是水库建成后,根据库水位和出库流量记录,用水量平衡法推求的入库洪水资料。统计分析时,为了保证整个系列的一致性,应将坝址洪水换算为入库洪水<sup>[33]</sup>,从而得到一个前后一致的入库洪水系列进行频率计算,求得符合复核要求的设计洪峰、洪量、洪水过程线。

### 2. 由暴雨资料推求复核使用的各种设计洪水

建库后,由于形成洪水的产汇条件与建库前有所不同。因此,用暴雨资料推求复核用的设计洪水时,不能再原封不动地使用原来的产汇流计算方案,而应考虑新的产汇流条件,用建库后的资料制定新的产汇流计算方案,例如建库条件的暴雨径流相关图和入库洪水单位线,设计暴雨应考虑新积累的水文气象资料和计算经验,按复核审定的防洪设计标准推求。然后,由此推算出各种设计洪水。

## 三、审定水库的允许最高洪水位

设计时所确定的设计洪水位和校核洪水位,在已成水库的运用中,可能由于某些原因,例如库区移民没有完成,大坝变形异常尚未处理等,而不允许达到。这时,应分析当时的具体情况,参照原设计,定出水库目前允许达到的最高洪水位,并采取积极措施,例如加快移民、消除大坝隐患等,使之尽快达到设计要求的最高洪水位。

## 四、复核水库防洪能力

在各种设计洪水及水库允许最高洪水位确定之后,即可通过调洪计算,分析出目前的水库状况是否能够满足防洪要求,若现有泄洪设施不能在规定的允许最高洪水位下宣泄校核洪水,则应针对造成防洪能力不足的原因,采取相应对策予以解决。例如,坝体存在隐患,使允许最高洪水位达不到设计的最高洪水位,则可采取临时降低防洪限制水位(当然也降低了兴利标准)和限期消除隐患的办法来解决;若是由于校核洪水大大提高所致,则应拟定若干扩建改建泄洪设施或增设非常溢洪道的方案,进行调洪计算,分别推求出相应的设计洪水位、校核洪水位、泄洪建筑物类型和尺寸以及工程费用等,并考虑地形、地质等因素,从中选定一个合理的方案来解决。

复核中的调洪计算工作与规划设计阶段基本一样,不同的是要照顾已成水库的现状,在充分总结水库管理运行实际经验的基础上,参考原设计来确定防洪限制水位、下游防洪要求和水库泄洪方式等,溢洪道及泄洪洞的泄流曲线应采用经过率定的流量系数或水位-流量关系曲线,水位-库容曲线也应采用最新的测量成果。总之,要尽可能地利用已成水库的有利条件进

行这项工作。

## 第七节 地区防洪计算

一般河流的宣泄能力有限,洪水来临,常因超过河道的过水能力致使两岸地区泛滥成灾,严重影响当地经济发展和人民生命财产的安全。在防洪控制点上游修建水库,使水库担负一定的下游防洪任务(如前节所述);也有的采用修筑堤防的措施进行防,下面介绍后者。

### 一、河道安全泄量的计算

河道安全泄量是堤防工程与担负下游防洪任务水库的规划设计所不可缺少的重要数据。

河道安全泄量的计算方法很多,在中小河流地区防洪计算中,要求简便易行,又有一定的精度。

所谓河道的安全泄量是指不使两岸泛滥成灾的河道最大渲泄流量。河流两岸未修堤防时,它表示天然河道的最大渲泄能力,河流两岸已修筑堤防时,它表示保证水位所相应的流量——即现有堤防的防洪能力。

#### (一)根据水位—流量关系推求河道安全泄量

根据堤防保证水位或河道平滩水位,在水位—流量关系曲线上查得的流量即为安全泄量,一般以  $\text{m}^3/\text{s}$  单位表示。

当水位—流量关系为单一线,且又需要外延推求安全泄量时,可参阅文献[34]介绍的方法进行。

当水位—流量关系受回水顶托与洪水涨落影响时,相关点据分布散乱,呈现出非单值关系。两种因素的影响归根结底反映在河段水面比降或落差的变化上,可先将水位—流量关系经校正计算变为单一线后再推求安全泄量。

落差指数法是许多校正计算方法中最简便而且又有一定理论根据的方法。当水位  $Z$  一定时,这种方法的基本公式如下:

$$\frac{Q}{H^\alpha} = K \quad (6.13)$$

式中  $Q$ ——各测次的实测流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$H$ ——各测次的水面落差(简称为落差  $m$ ),由设计(水文)站和参证(水文)站同时水位相减得出。参证站一般选用设计站下游回水顶托范围内的某一水文站或水位站。为减少水位观测误差对  $H$  值精度的影响,参证站不宜与设计站距离太近;

$\alpha$ ——落差指数,由实测的水位、流量资料通过试算后确定,具体方法见下例。当河流只受回水顶托影响时  $\alpha \approx 0.5$ ;当河流同时受回水顶托与洪水涨落两种因素影响时, $\alpha$  一般在  $0.5 \sim 1.0$  范围内;

$K$ ——常数。

【例 6.4】某河受回水顶托与洪水涨落两种因素影响,试推该河段的河道安全泄量。

【解】

(1)选择该河段—水文站某年作为典型年,按各测次点绘水位—流量( $Z-Q$ )关系曲线。

(2)在  $Z-Q$  关系曲线上,均匀选取几组(此例为 8 组)同水位的最大流量  $Q_{\max}$ 、最小流量  $Q_{\min}$  及其相应的落差  $H_{\min}$ 、 $H_{\max}$ ,见表 6.7。落差  $H_{\min}$ 、 $H_{\max}$  系由该河段水文站与河段下游回水范

围内参证水文站水位资料计算得出。

(3)计算各组的落差指数  $\alpha$  值,计算公式如下:

$$\alpha = \frac{\lg Q_{\max} - \lg Q_{\min}}{\lg H_{m1} - \lg H_{m2}} \tag{6.14}$$

计算成果见表 6.8。

(4)将各组的  $\alpha$  值取平均作为试算的参考,即:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^8 \alpha_i}{8} = \frac{6.22}{8} = 0.78$$

表 6.7 落差指数  $\alpha$  计算表

水位 $Z/m$	最大流量及落差			最小流量及落差			$\lg Q_{\max}$	$\lg Q_{\min}$	$\lg H_{m1}$	$\lg H_{m2}$	$\alpha$
	测次	$Q_{\max}/$ ( $m^3/s$ )	$H_{m1}/m$	测次	$Q_{\min}/$ ( $m^3/s$ )	$H_{m2}/m$					
25.80	93	6 130	5.16	5	4 330	2.89	3.787 5	3.636 5	0.712 6	0.460 9	0.60
26.90	18	7 610	4.97	11	5 510	2.70	3.881 4	3.741 2	0.696 4	0.431 4	0.53
27.90	24	11 500	5.51	33	8 240	3.87	4.060 7	3.915 9	0.741 2	0.587 7	0.94
30.05	27	16 900	4.18	39	12 400	3.23	4.227 9	4.093 4	0.621 2	0.509 2	1.20
31.07	68	19 000	4.896	40	13 700	3.09	4.278 8	4.136 7	0.686 6	0.490 0	0.72
31.72	69	22 900	5.31	42	16 600	3.52	4.359 8	4.220 1	0.725 1	0.546 5	0.78
32.76	70	28 700	5.42	47	15 000	2.46	4.457 9	4.176 1	0.734 0	0.390 9	0.82
33.80	71	33 700	5.43	74	26 400	3.69	4.527 6	4.421 6	0.734 8	0.567 0	0.63
总计											6.22

(5)以 0.78 作参考,假定几个不同的  $\alpha$  (此例假定  $\alpha = 0.65、0.70、0.75、0.78、0.80$ ) 分别确定典型年内各测次的  $H'$  值[ $H$  为落差,系由该河段水文站与该河段下游回水范围内的参证水文(或水位)站的资料得出],见表 6.8。此表为  $\alpha = 0.70$  时的计算成果示意,其他假定的  $\alpha$  值计算成果从略。

表 6.8  $\alpha = 0.70$  时设计站  $H'$  值计算成果(示意)表

测次	月·日	起迄时间	实测流量 $Q/$ ( $m^3/s$ )	实测水位 $Z/m$	参证站实测水位 $Z'/m$	落差 $H$ ( $H = Z - Z' /m$ )	$Q/H^{0.7}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
5	4·11	8:00~14:45	4 330	25.77	22.88	2.89	2 060
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
11	4·30	8:00~18:07	5 510	26.90	24.20	2.70	2 750
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
28	6·4	7:18~11:30	16 800	30.66	26.94	3.72	6 710
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
48	7·17	6:40~12:30	15 000	32.88	30.34	2.54	7 810
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
72	9·6	8:17~16:40	34 500	34.13	28.88	5.25	10 800
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
96	12·28	9:50~14.25	4 830	24.96	19.85	5.11	1 540

(6)根据表 6.8 点绘  $Z - Q/H^\alpha$  曲线( $\alpha = 0.65, 0.70, 0.75, 0.78, 0.80$ )。由于此例假设 5 个不同的  $\alpha$  值,因此  $Z - Q/H^\alpha$  曲线共有 5 条,其中  $\alpha = 0.70$  的一条,点据最为集中,因此最后选用  $\alpha = 0.70$  的  $Z - Q/H^{0.7}$  曲线作为推求安全泄量的依据。 $Z - Q/H^{0.7}$  曲线如图 6.19 所示。

(7)推求河道安全泄量。该河段保证水位选用实测年份最高值,其最高水位为 36.57 m,下游参证站同时水位为 33.94 m,其落差  $H = 36.57 - 33.94 = 2.63$  m,  $H^{0.7} = (2.63)^{0.70} = 1.97$ 。

已知该河段的保证水位  $Z_p = 36.57$  m,

查图 6.19 得:

$$Q/H^{0.7} = Q/2.63^{0.7} = 15\ 800$$

由此可求得该河段的安全泄量:

$$\begin{aligned} Q_{\text{安}} &= Q/2.63^{0.7} \times 2.63^{0.7} \\ &= 15\ 800 \times 1.97 = 31\ 100\ \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

实际资料的分析说明,上述方法不仅适用于受回水顶托和洪水涨落混合影响的河段,而且也适用于受回水顶托或洪水涨落一种因素影响的河段。这种方法简便易行,不但对大河流(如上例)适用,对中小河流同样也是适用的。

(二)根据比降法推求河道安全泄量

河段顺直整齐,河段内各断面的组成基本一致,且断面变化不大时,可采用稳定均匀流公式计算河道安全泄流量:

$$Q_{\text{安}} = \frac{A}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (6.15)$$

$$R = \frac{A}{x} \quad (6.16)$$

或

$$Q_{\text{安}} = K \sqrt{\frac{\Delta Z}{L}} \quad (6.17)$$

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n} \quad (6.18)$$

以上各式中

$A$  ——有效过水断面面积( $\text{m}^2$ );

$n$  ——河床糙率。当河床为复式断面时,滩槽应选择不同的  $n$  值;

$R$  ——水力半径(m);

$x$  ——湿周(m);

$i$  ——洪痕水面线比降,由洪痕水面线确定;

$\Delta Z$  ——调查河段上下断面的水位差(m)。由洪痕水面线及上下断面的位置确定;

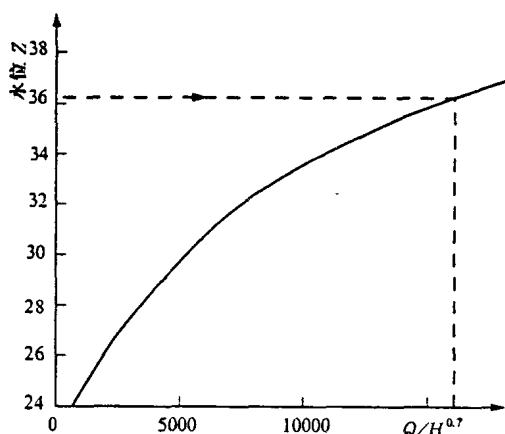


图 6.19  $Z - \frac{Q}{H^{0.7}}$  关系曲线



$L$ ——调查河段上下断面的水平距离(m);

$K$ ——流量模数。

当采用两个断面时,  $K$  值应为上下断面  $K$  值(即  $K_{\perp}$  及  $K_{\top}$ )的平均值。如采用算术平均, 则:

$$\overline{K} = \frac{K_{\perp} + K_{\top}}{2} \quad (6.19)$$

如采用几何平均, 则:

$$\overline{K} = \sqrt{K_{\perp} K_{\top}} \quad (6.20)$$

对于复式断面, 滩槽的  $K$  值应分别计算。

当河段内断面沿水流方向逐渐增大或突然增大(即为断面扩散)或逐渐变小(即为断面收缩)时, 应采用稳定非均匀流公式计算河道安全泄流量:

$$Q_{\text{安}} = \overline{K} \sqrt{\frac{\Delta Z}{L - \frac{1-\zeta}{2g} \left( \frac{\overline{K}^2}{A_1^2} - \frac{\overline{K}^2}{A_2^2} \right)}} \quad (6.21)$$

式中  $\overline{K}$ ——上下断面  $K$  值的平均值, 采用式 6.19 或式 6.20 计算;

$A_1$ 、 $A_2$ ——上、下断面的有效过水断面面积( $\text{m}^2$ );

$\zeta$ ——局部水头损失系数, 断面收缩时  $\zeta = 0$ ; 断面扩散时, 突然扩散:  $\zeta = 0.5 \sim 1.0$ , 逐渐扩散:  $\zeta = 0.3 \sim 0.5$ ;

其他符号意义同前。

## 二、堤防防洪的水利计算

不考虑分洪或蓄洪垦殖情况下, 中小河流的堤防防洪水利计算, 其主要内容是确定各设计河段某一设计标准的设计洪水(洪峰流量, 洪水过程线等)以及各种规划方案所相应的设计水位(包括校核水位)。而设计河段有时可采用一个或几个防洪控制点作为代表, 对设计河段进行堤防防洪的水利计算。

设计河段堤防防洪的水利计算, 就其基本数据、资料与内容而言, 大致可分为:

- (1) 设计河段堤防规划后的河道地形图或纵横断面图;
- (2) 设计河段的设计洪水计算成果;
- (3) 现有情况下, 河道的安全泄量或原有堤防的防洪能力;
- (4) 规划、设计情况下, 堤防的设计及校核洪水位;
- (5) 堤防间距及基本尺寸的确定。

防洪控制点的设计洪水, 可根据雨量及流量的实测资料情况, 采用工程水文所阐述的方法。并尽可能在计算中对历史特大洪水及实测特大洪水的数值及重现期进行深入的调查研究。如发现某次特大洪水发生时, 防洪控制点上游已产生溃堤决口, 应设法将溃漫水量估出, 加入该次洪水之内(一般称为还原计算), 以免使防洪控制点的设计洪水偏低。如果防洪控制点的上游或下游某一处已求得设计洪水, 也可以采用河道洪水演算的方法或推求水面曲线的方法等, 求得防洪控制点处的设计洪水。对堤防防洪而言, 设计洪水中最重要的要素为设计洪峰流量, 因为它是确定堤防设计洪水位及校核洪水位的基本依据之一, 另一个基本依据为防洪控制点的水位-流量( $Z-Q$ )关系曲线。但是中小河流常用推求水面曲线的方法, 这个方法的优点在于可以同时确定设计洪峰流量和设计(或校核)洪水位, 不必再借助于水位-流量关

系。

下面介绍中小河流及设计河段防洪控制点的上游或下游已具有设计洪洪流量成果时,如何计算防洪控制点的设计洪峰流量及设计(或校核)洪水位的一些常用的方法。

### (一)双辅助线法

河道洪水演算的基本原理与水库调洪演算完全相同,仍采用水量平衡方程式表示河段上游断面入流过程与下游断面出流过程之间的关系,见式(6.3):

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t = V_2 - V_1$$

式中  $Q_1$ ——上游断面时段初的“入”流量;

$Q_2$ ——上游断面时段末的“入”流量;

$q_1$ ——下游断面时段初的“出”流量;

$q_2$ ——下游断面时段末的“出”流量;

$V_1$ ——河段在时段初的蓄水量;

$V_2$ ——河段在时段末的蓄水量。

当具有设计洪水成果的断面位于防洪控制点上游时,上式中  $q_2$  及  $V_2$  为未知数;当具有设计洪水成果的断面位于防洪控制点的下游时,  $Q_2$  及  $V_2$  为未知数。总之,上面水量平衡方程式包含有两个未知数,因此求解两个未知数,还必须建立河段的蓄泄关系,即式(6.4):

$$q = f(V)$$

联解水量平衡方程与蓄泄方程便可求得防洪控制点的设计洪水。与水库调洪演算一样,联解的具体方法很多,但其中的双辅助线法比较简便,现分为两种情况叙述。

#### 1. 当具有设计洪水成果的断面(可简称为参证点)位于防洪控制点上游时

在这种情况下,由参证点设计洪水采用双辅助线法推求防洪控制点设计洪水与水库调洪演算完全一样,此时  $Q_1$  与  $Q_2$  表示参证点时段初及时段末的流量;  $q_1$  与  $q_2$  表示防洪控制点时段初及时段末的流量;  $V_1$  与  $V_2$  表示时段初及时段末的河槽蓄水量(一般称为槽蓄量)。与水库调洪计算的不同在于计算的基本资料中,水库调洪演算应具备水库的水位-容积曲线(即库容曲线),而河道洪水演算应具备河道的水位高程-容积曲线(即槽蓄曲线)。

绘制河道槽蓄曲线,可根据设计河段的河道地形图,绘制方法与库容曲线相似。也可以根据设计河段的纵横断面图按不同水位高程,采用计算设计河段内河槽体积的方法作出,这种方法更为常用。

#### 2. 当具有设计洪水成果的断面(即参证点)位于防洪控制点下游时

将式(6.3)加以变换后得:

$$\left( \frac{V_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right) = \left( \frac{V_1}{\Delta t} + \frac{Q_1}{2} \right) - \bar{q} \quad (6.22)$$

$$\bar{q} = \frac{q_1 + q_2}{2} \quad (6.23)$$

式中  $Q_1$ ——防洪控制点时段初的流量;

$Q_2$ ——防洪控制点时段末的流量;

- $\bar{q}$  ——参证点时段内的平均流量;  
 $q_1$  ——参证点时段初的流量;  
 $q_2$  ——参证点时段末的流量。

其他符号意义同前。

根据式(6.22)利用双辅助线(图 6.20),便可由参证点设计洪水推求防洪控制点的设计洪水,其计算步骤如下:

(1)根据起调条件,已知防洪控制点时段初的流量为  $Q_1$ ,在图 6.20 的纵坐标上取 A 点,使  $OA = Q_1$ ;

(2)过 A 点作一水平线与  $Q = f_2(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2})$  曲线交于 B 点,自 B 点在 AB 线上量取 C 点,使  $BC = \bar{q}$ ;

(3)通过 C 点作垂直线与  $Q = f_1(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2})$  曲线交于 D 点,此 D 点的纵坐标即为所求之防洪控制点时段末的流量  $Q_2$ 。

按以上步骤,利用求得的  $Q_2$  作为下一时段初的流量  $Q_1$ ,顺次逐时段进行计算,即可求得防洪控制点的设计洪水过程线。

考虑以上两种情况,求得防洪控制点的设计洪水之后,由设计(或校核)洪峰流量通过水位-流量关系便可推出防洪控制点的设计(或校核)水位。

这里还必须指出两个重要问题:

第一,在绘制设计河段的槽蓄曲线时,必须使用规划后已初步确定堤防位置和基本尺寸的河道地形图或纵横断面图,不能采用天然河道的地形图或纵横断面图。

第二,防洪控制点的水位-流量关系也应是规划后已初步确定堤防位置和基本尺寸情况下的水位-流量关系,如果防洪控制点处或附近设有水文站,利用水文站的水位-流量关系在高水延长部分必须考虑规划后拟修筑堤防情况下的水位-面积关系与水位-流速关系式,合理外延。如果防洪控制点及其附近无水文站时,可利用式(6.17)或式(6.21),根据设计河段情况选用适当的糙率  $n$ 、比降  $i$ (采用设计河段天然河底平均比降或不冲不淤的比降)、局部水头损失系数  $\zeta$  等,假定不同的水位  $Z$ ,便可求得不同的流量  $Q$ ,由此点绘防洪控制点的  $Z-Q$  关系曲线。

## (二)水面曲线法

这里只考虑稳定均匀流的计算方法。当设计河段比较顺直,横断面面积变化不大且河底底坡比较一致时,可以近似的采用这种方法进行计算。

将式(6.17)稍加变换后得:

$$Z_1 - Z_2 = \frac{LQ^2}{2} \left( \frac{1}{K_1^2} + \frac{1}{K_2^2} \right) \quad (6.24)$$

式中  $Z_1$  ——推算河段上游断面的水位;

$Z_2$  ——推算河段下游断面的水位;

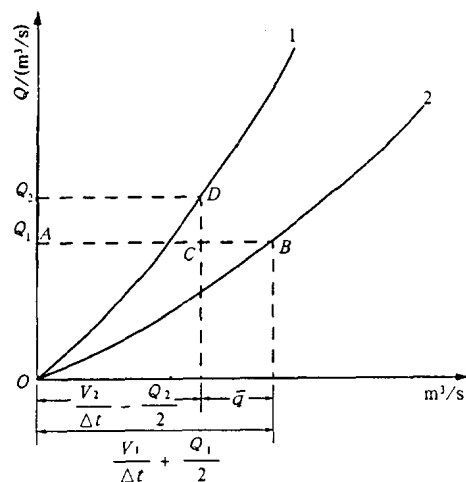


图 6.20 河道洪水演算辅助线

$$1. Q = f_1\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right); 2. Q = f_2\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$$

- $L$  ——推算河段上下游断面间的水平距离;  
 $Q$  ——参证点的设计洪峰流量;  
 $K_1$  ——推算河段上游断面的流量模数;  
 $K_2$  ——推算河段下游断面的流量模数。

利用式(6.24),便可推求防洪控制点的设计洪峰流量(稳定均匀流情况下各断面的流量相等,因此参证点的设计洪峰量即为该河段内防洪控制点的流量)相应的设计(或校核)水位。

首先自设计河段至参证点,根据河底底坡的变化及河床质组成的变化分为若干个断面,如图 6.21 所示。

从最下游断面 A 开始(设参证点位于防洪控制点上游),假设一个水位  $Z_2$ ,由式(6.24)推求上一断面 B 的水位  $Z_1$ ;将此  $Z_1$  作为  $Z_2$ ,利用式(6.24)最后求得参证点 D 处水位  $Z_1$ 。如推求的  $Z_1$  与参证点处设计水位相等,则 A、B、C、D 各点水位连线即为所求之水面线,从这个水面线上可得出防洪控制点的设计水位。如推求的参证点 D 处水位  $Z_1$  与设计水位不等,应重新在最下游断面 A 开始,重新假设一个水位  $Z_2$ ,按以上程序逐段向上推算,直至参证点 D 的推算水位  $Z_1$  与设计水位相等时为止,详细解法可参阅文献[20]。

水面曲线法的推求方法是假定参证点与设计河段之间的区间面积不大或区间无支流加入时,各推算断面的流量认为是一个常数,均等于参证点的设计洪峰流量。如果区间面积很大或区间有支流加入,只要理解了水面曲线法的原理,假定水位与流量,逐段自下向上或自上向下推算,也可以得出所要求的水面线。

### 三、堤防的规划设计

堤防规划设计包括堤线选择、堤防间距和堤顶高程的确定以及堤防断面设计等。

堤防的规划设计与堤防防洪的水利计算是一个不可分割的整体。在初步拟定规划设计的几个方案之后,通过水利计算,为方案比较提供一定的依据,而水利计算又必须在规划设计方案的指导下进行。

#### (一)堤线选择

1. 沿江河两岸新修堤防时,堤线选择应考虑以下几个方面

- (1)少占耕地,少占住房。
- (2)应使工程量少,又能保证堤身的安全,同时又不给行洪造成阻力,因此堤线应短直平顺,尽可能与洪流方向一致,堤线位置不应距河槽太近。

(3)在选择堤线时,地势要高,土质要好,最好是比较坚硬密实的壤土或砂壤土层,以确保堤基质量。

2. 对原有堤防进行改建时,堤线选择应考虑以下几个方面

- (1)堤防退建,不要形成袋形,以免引起回流淘刷,造成新的险情。
- (2)堤防越建,应注意不使水流过水面积过小,否则影响洪水畅泄,造成防洪困难。

#### (二)堤防间距和堤顶高程的确定

设计洪峰流量确定后,便可根据堤线选择的原则,沿河道两岸布置堤防,从而确定沿程各

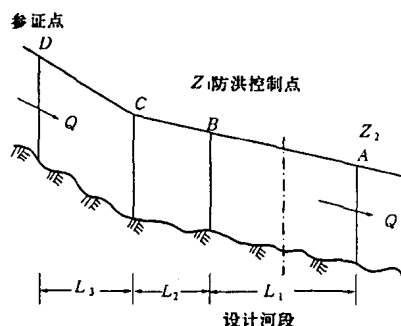


图 6.21 纵断面示意图

段堤防的间距,事实上,堤距与堤顶高程是紧密相关的。在一定的设计洪峰流量之下,堤距窄则堤顶要高些。此时,修堤土方量较大,河道中水流较急,但扩大了河流两岸的农田保护面积;堤距宽则堤顶可低些,使河流两岸农田保护面积减少,但洪水位低,对防汛抢险较为有利,另外修堤的土方量也较少。究竟应选择什么样的堤距和堤顶高程,应根据被保护地区的政治、经济等具体条件决定,可拟定几个方案经过慎重比较后来加以选择。

堤顶高程按下式计算<sup>[35]</sup>：

$$G_{堤} = Z_{设洪} + a + \delta \tag{6.25}$$

式中  $G_{堤}$ ——堤顶高程,m;  
 $Z_{设洪}$ ——堤防设计洪水位(一般称为防洪保证水位),m;  
 $a$ ——波浪爬高,m;  
 $\delta$ ——安全超高。一般取 0.5~1m。

如果推算的水面线和堤顶高程不符合该地区的要求,则应修改堤防间距(或局部河段修改),重新推求水面线,直到满足要求时为止。

(三)堤防断面设计

堤防断面一般为梯形。设计堤防断面应尽量注意节约土方,同时要保证堤防有足够的稳定性,以策安全。工程实践中常根据经验确定堤防断面,必要时才对堤防边坡稳定性进行校核计算。

1. 堤顶宽的确定

确定堤顶宽主要考虑两个因素,一是高水位时不能使河水通过堤身的渗透,从背水坡流出;二是交通运输的要求。通常设计的堤顶宽度见表 6.9。

2. 堤防边坡设计

设计堤防边坡时最重要的方面是保证边坡的稳定。

堤防边坡的大小主要决定于土壤性质、堤身高度和高水位的持续时间以及风浪大小。

在粗略考虑时,可按下式估算

$$K \tan \alpha = \tan \varphi \tag{6.26}$$

式中  $\alpha$ ——坡角( $15^\circ < \alpha < 45^\circ$ );  
 $\varphi$ ——土壤内摩擦角。根据试验或查表求得,各种土壤的内摩擦角数值列于表 6.10;  
 $K$ ——安全系数,按堤防重要程度采用 1.2~2.0。

表 6.9 堤顶宽参考表

堤高/m	堤顶宽/m
< 6	3
6~10	4
> 10	≥ 5

表 6.10 各种土壤的内摩擦角  $\varphi$  值

土壤名称	$\varphi$ 值( $^\circ$ )	土壤名称	$\varphi$ 值( $^\circ$ )
粘土	7~20	中砂	26~35
壤土	12~25	粗砂	27~40
粉质壤土	15~25	淤泥质土壤	15~30
黄土类壤土	12~25	砾石	25~30
砂壤土	18~30	卵石	30~40
细砂	22~35		

在工程实践中,常根据经验决定堤防的边坡。如果采用壤土或砂壤土筑堤,且洪水持续时

间又不太长,堤高不超 5m 时,内外边坡可采用 1:2.5,堤高在 5~10m 时,内外边坡可采用 1:3.0。

### 第八节 溃坝洪水计算

兴修水库,对防洪、灌溉、发电、航运、养殖都起着很大的作用,一般情况下,必须而且可以确保大坝的安全。但是,由于某些特殊原因,例如战争、地震、超标洪水、大坝的施工质量不佳,地基不良及水库调度管理不当等,都会使坝体突然遭到破坏,而形成灾难性的溃坝洪水(dam breach flood),给下游带来极其严重的危害。例如,1975 年 8 月淮河上游发生特大暴雨洪水,使石漫滩、板桥、田岗三座水库相继溃坝,造成极为严重的生命财产损失。因此,研究和预估溃坝洪水,对于合理确定水库的防洪标准和下游安全措施都是非常必要的。

溃坝可分为瞬时全溃、部分溃和逐渐全溃。不过,由于导致溃坝的因素甚为复杂,难于事先全面考虑,从最不利的结果着想,可以认为溃坝是瞬时完成的。因此,以下仅对瞬时全溃或部分溃的情况进行讨论,所谓全溃(total breach),是指坝体全部被冲毁;部分溃(partial breach)则指坝体未全冲毁,或溃口宽度未及整个坝长,或深度未达坝底,或二者兼有的情况。

实验表明溃坝水流的物理过程,如图 6.22 所示,溃坝初期,库内蓄水在水压力和重力作用下,奔腾而出,在坝前形成负波(negative wave),逆着水流方向向上游传播,称为落水逆波(sinking upwave);在坝下形成正波(positive wave),顺着水流方向向下游传播,称为涨水顺波(rising downwave)。由于波速随水深而增加,所以落水逆波前边的波速总大于后面的波速,使其波形逐渐展平(但并非水平);坝下游涨水顺波的变化正相反,因为后面的波速总大于前面的波速,于是形成了后波赶前波的现象,使波额变陡,成为来势凶猛的立波(不连续波)。例如,1928 年美国圣佛兰西斯科(San Francisco)坝失事,下游 2.2 km 处观测得波额高达 37 m,万吨大的混凝土巨块都被冲走,不过,经过一段河槽调蓄及河床阻力作用之后,立波逐渐坦化,最终消失。图 6.23 示意地表示出一次溃坝洪水在坝址及下游各断面的流量过程线,从图上可以看出,坝址处峰形极为尖瘦,溃坝后瞬息之间即达最大值,然后随时间的推移而急速下降,呈乙字形的退水线。随着溃坝洪水向下游的演进,过程线渐渐变缓。

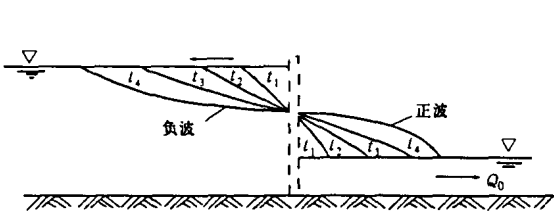


图 6.22 溃坝水流状态示意

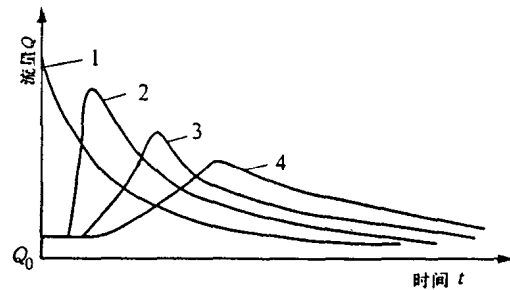


图 6.23 溃坝洪水沿程演进示意  
1. 坝址断面(第Ⅰ断面); 2. 坝下游第Ⅱ断面;  
3. 坝下游第Ⅲ断面; 4. 坝下游第Ⅳ断面

根据对溃坝水流物理过程的试验研究,曾提出许多关于溃坝流量过程计算方法及其向下游传播的演算方法,其中有些在理论上是比较严密的。但这些方法计算工作量大,资料条件要求高,限于溃坝的边界条件难以定准,其计算成果的精度并不一定高。因此,对于中小水库,多采用具有一定精度、且较为简便的半理论半经验公式或经验公式,计算坝址处溃坝最大流量及其向下游的传播。

### 一、坝址处溃坝最大流量的计算

调查溃坝的情况表明,中小水库的土坝、堆石坝短时间局部溃的较多,刚性坝(如拱坝)和山谷中的土坝容易瞬间溃毁,为安全计,对于设计情况可考虑按瞬间溃坝处理,以瞬间全溃及局部溃的最大水流理论为指导,在总结国内外各种计算方法的基础上,对所做 600 多次试验资料综合归纳,得到了适合于瞬间全溃或局部溃的坝址处溃坝最大流量计算公式。经使用 200 多组溃坝试验记录和实际的溃坝资料,对该公式和国内外的其他公式进行检验,表明该公式适用条件广、计算精度高,误差均不超过  $\pm 20\%$ 。例如事后估测板桥水库溃坝最大流量为 77 400  $\text{m}^3/\text{s}$ ,按该式计算的为 76 300  $\text{m}^3/\text{s}$ ,相对误差仅为 1.4%。该公式的形式为:

$$Q_m = 0.27 \sqrt{g} \left( \frac{L}{B} \right)^{1/10} \left( \frac{B}{b} \right)^{1/3} b (H - K'h)^{3/2} \quad (6.27)$$

式中  $Q_m$  ——坝址处溃坝最大流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$g$  ——重力加速度( $\text{m}/\text{s}^2$ );

$B$  ——坝址处的库面宽(m),通常就等于坝长;

$H$  ——坝前水深(m),对于设计条件,可取坝高值;

$L$  ——库区长度(m),一般可采用坝址断面至库区上游库面宽度突然缩小处的距离。但实验表明: $L > 5B$  后,其影响不再增加,故计算的  $L/B$  大于 5 时,仍取  $L/B$  等于 5;

$b$  ——溃口的平均宽度(m),最大(全溃时)等于坝长,此值可按以下方法估计:当溃坝时的蓄水量  $V \geq 100$  万  $\text{m}^3$  时,按  $b = k_1 V^{1/4} B^{1/7} H^{1/2}$  估计( $k_1$  称坝体材质系数,对粘土类坝、粘土心墙或斜墙坝和混凝土坝取 1.19,均质壤土坝取 1.98);当  $V < 100$  万  $\text{m}^3$  时,按  $b = k_2 (VH)^{1/4}$  估计(坝体施工和管理质量好的  $k_2$  取 6.6,差的取 9.1)。两式中  $B$ 、 $b$ 、 $H$  的单位为 m,  $V$  的单位为万  $\text{m}^3$ 。 $B/b$  一般不应超过 17;

$h$  ——溃口处残留坝体的平均高度(m),为安全计,对于设计条件可取  $h = 0$ ;

$K'$  ——经验系数,近似按  $K' = 1.4 \left( \frac{bh}{BH} \right)^{1/3}$  估计。

### 二、溃坝最大流量向下游演进的计算<sup>[36]</sup>

正如从图 6.20 所看到的那样,坝址处的溃坝流量过程线在向下游演进中,将不断展平,溃坝的最大流量将很快衰减。我们可以用非恒定流解法,由坝址处的溃坝流量过程逐段演算出下游各断面处的流量过程,从而得到各断面处的最大溃坝流量和出现时间,不过,这种做法非常麻烦,工作量很大,中小水库设计中使用的不多,这里只介绍一些使用简便且有一定精度的经验公式方法。

#### (一)水库下游某断面溃坝最大流量的计算

溃坝在下游某断面处形成的最大流量,根据国内外许多单位的研究,大都采用下面的经验公式计算:

$$Q_{m,l} = \frac{V}{\frac{Q_m}{V} + \frac{l}{k_v v}} \quad (6.28)$$

式中  $Q_m$  ——坝址处的溃坝最大流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );  
 $Q_{m,l}$  —— $Q_m$  演进至距坝址  $l$  处的溃坝最大流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );  
 $V$  ——溃坝时的水库有效蓄水容积( $\text{m}^3$ );  
 $v$  ——洪水期间河道断面最大平均流速( $\text{m}/\text{s}$ );  
 $k_v$  ——经验系数。

$k_v v$  值相当于洪水传播速度。黄河水利委员会水利科学研究院根据实际资料分析,认为  $k_v$  可取下列数值:山区河道 7.15  $\text{m}/\text{s}$ ,半山区河道 4.76  $\text{m}/\text{s}$ ;平原河道 3.13  $\text{m}/\text{s}$ 。

## (二) 溃坝最大流量到达下游某断面所需时间的计算

除了要知道溃坝之后在下游各断面形成的最大流量外,还需要估计它们在下游各断面什么时候出现,即需要计算溃坝最大流量从坝址下游某处的传播时间。黄河水利委员会水利科学研究院根据实验求得其计算公式如下:

$$\tau = k_r \frac{l^{7/5}}{V^{1/5} H^{1/2} h_m^{1/4}} \quad (6.29)$$

式中  $\tau$  ——溃坝最大流量从坝址到下游  $l$  处的传播时间( $\text{s}$ );  
 $h_m$  ——下游断面处最大流量时的平均水深( $\text{m}$ ),可根据式(6.28)计算的  $Q_{m,l}$  查该断面的水位流量关系曲线和水位平均水深关系曲线求得;  
 $k_r$  ——经验系数,等于 0.8~1.2,水深小时取小值,大时取大值;  
 $H$  ——溃坝时的坝前水深( $\text{m}$ );  
 $l, V$  ——与式(6.28)同。

[例 6.5] 某水库位于山区,库容  $V = 2\,280$  万  $\text{m}^3$ ,坝址处的库面宽  $B$  等于坝长 230  $\text{m}$ ,库长  $L$  与  $B$  之比远大于 5,坝高  $H = 18.7$   $\text{m}$ ,粘性土壤,由于洪水漫顶,招致溃坝,溃口深至坝底,平均宽度  $b = 80$   $\text{m}$ ,溃坝洪水最大流量到达下游 38  $\text{km}$  处的历时为 4.5  $\text{h}$ ,最大流量  $Q_{m,l} = 2\,710$   $\text{m}^3/\text{s}$ ,最大水深 7.5  $\text{m}$ ;溃坝最大流量到达下游 68  $\text{km}$  处的历时为 7  $\text{h}$ ,最大流量  $Q_{m,l} = 1\,660$   $\text{m}^3/\text{s}$ ,最大水深 7.92  $\text{m}$ ,现用这些资料对上述方法验证如下:

### 1. 求坝址处溃坝最大流量

(1) 按  $V \geq 100$  万  $\text{m}^3$  的溃口平均宽度公式  $b = k_1 V^{1/4} B^{1/7} H^{1/2}$  求得  $b = 77.3$   $\text{m}$ ;

(2) 求坝址处溃坝最大流量:因溃口深至坝底,残留坝体高度  $h = 0$ ,又  $L/B > 5$ ,故取其值等于 5,将上述资料代入式(6.27),求得  $Q_m = 8\,920$   $\text{m}^3/\text{s}$ 。

### 2. 求下游 38 $\text{km}$ 处和 68 $\text{km}$ 处的溃坝最大流量

按公式(6.28)取  $k_v v = 7.15$   $\text{m}/\text{s}$ ,求得 38  $\text{km}$  处的  $Q_{m,l} = 2\,890$   $\text{m}^3/\text{s}$ ,68  $\text{km}$  处的  $Q_{m,l} = 1\,890$   $\text{m}^3/\text{s}$ 。

### 3. 求溃坝最大流量到达下游各断面的历时

按公式(6.29)取  $k_r = 1.0$ ,求得 38  $\text{km}$  处的  $\tau = 3.4$   $\text{h}$ ,68  $\text{km}$  处的  $\tau = 7.5$   $\text{h}$ 。

以上计算结果表明,与实测值还比较接近,并可看出,溃坝最大流量随着传播距离的增加很快衰减。



## 小 结

天然河流水资源存在着利弊两重性,设计或运用水库时既要考虑兴利问题,又应注意防洪问题。水库防洪任务一是修建泄洪建筑物,保护水库不受到洪水溢顶造成大坝失事;二是设置防洪库容,蓄纳洪水或阻滞洪水,减轻下游地区的洪水威胁,以保证下游防护区的安全。因此,水库防洪计算一般是在兴利计算的基础上,合理地定出泄洪设备参数和选择有关防洪参数,诸如防洪库容、设计洪水位、校核洪水位、坝顶高程等。

水库调洪计算的基本依据是水量平衡和动力平衡,基本方法有试算法、半图解法和简化三角形法。试算法概念清楚,适用性广(不论溢洪道是否设闸,计算时段是否固定均可适用);半图解法计算方法简单,速度较快;简化三角形法方法简便,适用于工程规模较小,资料缺乏或初步规划精度要求较低的情况。对于峡谷型水库,当通过大洪水流量时,水库表面呈现出明显的水面坡降时,有必要按动库容曲线进行调洪计算。

水库的防洪计算按水库溢洪道设闸与否可分为两类:一类是溢洪道不设闸的情况,另一类是溢洪道上设闸的情况,前者结构简单,调洪能力差;后者控制运用比较灵活,便于承担下游防洪任务。两者计算方法基本一致,所不同的是溢洪道设闸后,计算的复杂程度加大了。在拟定出水库各泄洪方案后,应进行方案比较,选择最优方案。

水库运行中,还要对其防洪能力进行复核,复核的内容包括:防洪设计标准,允许最高洪水位等。

河流上修筑堤防进行防洪属于地区防洪问题,它也是维护下游控制区安全的一种措施,地区防洪计算包括河道安全泄量的计算、堤防洪水的计算及堤防的设计等。

溃坝洪水的计算,均属于经验性公式,由于情况复杂,资料又往往不足,故各种方法的计算成果可能相差较大。目前对于十分重要的水库,都倾向于用物理模型结合详算法的电算来进行,而简化公式仅作为粗估之用。

## 思考题与习题

1. 调洪计算的目的是什么?
2. 设计水库一般考虑哪些防洪要求?
3. 什么是水库调洪计算的水量平衡方程式,为什么只有水量平衡方程式还不能进行调洪计算,还需补充什么条件?
4. 何谓滞洪,何谓蓄洪?
5. 洪水调节与枯水调节有何异同?
6. 试比较调洪计算两种方法(试算法和半图解法)的异同与优缺点。它们各适用于什么情况。
7. 利用动库容曲线做调洪计算,与利用静库曲线相比,其结果有什么差别?
8. 为什么来洪过程线与泄流过程线的交点一定是最大下泄流量?
9. 当下游有防洪任务的水库,防洪标准低于水库设计标准,且水库溢洪道设闸,当遇到设计洪水时,如何进行调洪计算?试绘其下泄洪水过程线,并作简要说明。

10. 启用非常泄洪设施的条件是什么?
11. 防洪高水位、设计洪水位、校核洪水位如何确定?
12. 为什么要对水库防洪能力进行复核,其内容是什么?
13. 叙述落差指数推求河道安全泄量的步骤。
14. 河道洪水演算中的双辅助曲线法与水库调洪计算的单辅助线有什么不同,用式(6.24)可否进行水库调洪计算? 如何进行。
15. 水库调洪演算  
要求:

- (1)推求防洪库容;
- (2)最大下泄流量  $q_{\max}$  及相应时刻;
- (3)水库最高蓄水位;
- (4)绘出来水与下泄流量过程线。

资料(表 6.11、6.12):

开敞式溢洪道

设计洪水过程线如表 6.11,水库特征曲线如表 6.12。

堰顶高程 140m,相应库容  $305 \times 10^4 \text{ m}^3$

顶宽 10m,流量系数  $m = 1.6$

汛期水电站水轮机过水流量  $Q_T = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

计算时段  $\Delta t$  采用小 1 h 或 0.5 h

表 6.11 洪水过程线( $p = 1\%$ )

时间 $t/\text{h}$	0	1	2	3	4	5	6	7
流量 $Q/(\text{m}^3/\text{s})$	5.0	30.3	55.5	37.5	25.2	15.0	6.7	5.0

表 6.12 水库特性曲线

库水位 $H/\text{m}$	140	140.5	141	141.5	142	142.5	143
库容 $V/10^4 \text{ m}^3$	305	325	350	375	400	425	455

## 16. 水库调洪演算

要求:推求最大库水位,最大下泄流量,分别绘制过程线。

资料(表 6.13~6.15):

有闸门控制、堰顶高程为 126m,堰顶净宽 60m,分 6 孔,每孔净宽 10m,高 9m,正常蓄水位与闸门齐平,135m,相应最大泄量为  $3\,390 \text{ m}^3/\text{s}$ ,起调水位 135m(洪水来临时的水位),当  $Q < 3\,390 \text{ m}^3/\text{s}$  时,采用控制闸门开度,按来多少泄多少,水位维持在 135m 不变,当  $Q > 3\,390 \text{ m}^3/\text{s}$  时,闸门全开,当自由泄流状态。有关设计资料如表 6.13~6.15。

表 6.13 水库库容曲线如下表

水位/m	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140
库容亿/ $\text{m}^3$	0	0.125	0.5	1.12	1.995	3.185	4.77	6.86	9.66	13.34

表 6.14 水位与泄量关系

水位/m	126	128	130	132	134	135	136	139	140
水头/m	0	2	4	6	8	9	10	12	14
$q/(\text{m}^3/\text{s})$	0	356	1 002	1 830	2 820	3 390	3 960	5 196	6 540

表 6.15 百年一遇设计洪水过程

历时/h	流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	历时/h	流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	历时/h	流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$
0	600	60	5 000	120	1560
12	1 040	72	3 980	132	1 200
24	2 000	84	2 980	144	910
36	3 390	96	2 550	156	680
48	5 500	108	2 000	168	600

17. 某水库下游防洪标准为 50 年一遇洪水,下游安全泄量为  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 。水库本身防洪标准为千年一遇洪水。水库防洪限制水位为 147m。经对水库下游防洪设计洪水作调洪计算,知所需防洪库容为 11.77 亿  $\text{m}^3$ 。

水库库容 - 水位关系,自由出流的水位 - 泄流量关系如表 6.16 所示,设计洪水过程如表 6.17 所示。

试用半图解法求水库的设计洪水位。

表 6.16 水位 - 泄量关系表

库水位/ m	总库容/ 亿 $\text{m}^3$	水库泄流能力/ $(\text{m}^3/\text{s})$	库水位/ m	总库容/ 亿 $\text{m}^3$	水库泄流能力/ $(\text{m}^3/\text{s})$
147	23.95	1 800	154	34.05	6 200
148	24.78	2 150	155	35.72	6 910
149	26.22	2 600	156	37.43	7 920
150	27.71	3 130	157	39.18	8 730
151	29.25	3 690	158	40.98	9 540
152	30.81	4 370	159	42.81	10 340
153	32.41	5 510	159.5	43.75	10 750

表 6.17 设计洪水过程

月 日 时	流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	月 日 时	流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$
7 27 0	1 000	8 1 0	11 300
7 28 0	1 500	8 1 3	9 950
7 29 0	4 500	8 1 6	9 400
7 30 0	7 950	8 1 9	8 500
7 31 0	9 850	8 1 12	8 000
7 31 3	11 100	8 1 15	7 350
7 31 6	13 220	8 1 15	7 350
7 31 9	16 500	8 1 15	7 350
7 31 12	13 600	8 1 15	7 350
7 31 15	12 950	8 1 15	7 350
7 31 18	12 700	8 1 15	7 350
7 31 21	12 200	8 1 15	7 350

## 第七章 水利工程经济计算与评价

### 第一节 概 述

为了提高水利工程的经济效益(economic benefit),必须掌握经济发展的客观规律,研究水利工程经济理论与方法。研究水利工程经济计算,主要解决下列问题:

(1)对计划兴建的水利工程,在作好勘测、规划、设计的基础上,研究不同规模、不同标准、不同投资、不同效益的各个比较方案,通过分析论证和经济计算,从中选择技术上正确、经济上合理、财务上可行的最佳方案。例如,在某河流上拟修建一座水利工程,根据已知的地形、地质条件,可以考虑修建高坝大水库方案,本方案防洪效益显著,灌溉面积较大,水电站年发电量较多,航运通航里程较长,但水库淹没损失较大,所需投资较多,建设期较长;也可以考虑修建低坝小水库方案,其情况恰与上述相反,就须根据国民经济发展要求与国家、地方财政承担能力选择经济上合理、财务上可行的方案。又例如,某地区要求于2000年增加电力100万kW,年供电量40亿kW·h,根据本地区资源情况,可以修建水电站,也可以修建火电站,但水电站所需投资较多,施工期较长,建成投产后所需年运行费却较少,仅为总投资的1%~2%;火电站的情况恰与上述相反,建成投产后所需年运行费较多,约为总投资的5%~6%,且需大量燃料,为保护周围环境尚需一定费用,为此进行水利水电经济计算与动能经济论证,才能确定应选方案。

(2)对已建成的水利工程仍须进行经济评价,研究进一步发挥工程经济效益的途径。当水利项目建成投产后,仍须不断收集有关资料,分析项目实际运行状况与预期目标之间的差距及其产生的原因,以便提出改进措施,进一步提高经营管理水平,在保证工程安全,充分发挥工程效益的前提下,尽可能增加企业和管理单位的财务收入。

(3)水利工程经济计算的内容比较广泛,在经济评价阶段,用影子价格(shadow price)计算各种费用与效益。费用包括固定资产投资与年运行费。所谓固定资产投资(fixed assets investment),是指项目达到规模所需投入的全部建设费用;所谓年运行费(annual operating cost),是指项目在运行初期和正常运行期每年所需支出的全部运行费用。水利工程效益(benefit)包括防洪(防凌、防潮)效益、治涝(治碱、治渍)效益、灌溉效益、城镇供水效益、水力发电效益、航运效益以及其他水利效益。经济评价指标(economic evaluating index)计算中有经济收益率、经济净现值和经济效益费用比等。在财务评价阶段,用市场价格计算各种财务支出和财务收入。财务支出包括水利建设项目的总投资、年运行费、总成本费用和税金等。总成本费用包括年运行费、折旧费、摊销费和净支出;税金包括产品销售金及附加、所得税等。财务收入应包括出售水利产品和提供服务所获得的水费、电费等收入。财务评价指标计算中有财务内部收益率、财务净现值、投资回收期、投资利润率、投资利税率、固定资产投资借款偿还期等。

## 第二节 资金的时间价值及其计算

### 一、资金的时间价值

一般可供利用的资源(包括土地、水资源、原材料、劳动力等),其价值都可以用一定数量的货币资金来表达,简称为资金(fund)。资金是具有时间价值的,如果把资金用于开办工厂或兴建水利水电工程,则当工厂投产或工程生效后,每年产品销售所得收入扣除总成本费用及销售税金(包括附加)等后即为利润总额。随着时间的延续,生产劳动所创造的利润总额也是不断增值的。按照现行财会制度,项目实现年利润总额的具体分配办法是:①按照规定税率上交所得税,作为国家的财政收入;②缴纳所得税后的利润首先计提特种基金。特种基金是指能源交通重点建设基金和国家预算调节基金;③项目实现的利润总额在弥补亏损、交纳所得税和特种基金后为可供分配利润。其分配顺序如下:弥补以前年度的亏损、提取盈余公积金、提取公益金、向投资者分配利润,其中盈余公积金可以作为企业扩大再生产所需用的发展基金。因此,只要企业不断改善经营管理水平,产品适销对路,不断提高产品(水利工程的产品即为“水”和“电”)的数量和质量,则利润会逐年提高,企业资金也是随着的延续而不断增值,这也就是资金的时间价值。

关于资金时间价值的来源及其形成过程可以作如下的分析。众所周知,产品从价值形态看,可以划分为三部分:

$$S = C + V + m \quad (7.1)$$

式中  $S$ ——产品的价值;

$C$ ——在生产过程中消耗掉的生产资料的转移价值;

$V$ ——物质生产劳动者为自己创造的必要产品价值(即必要劳动所创造的价值),体现为劳动报酬及劳动福利等;

$m$ ——物质生产者为社会创造的剩余产品价值(即剩余劳动所创造的价值),体现为税金和利润等。

由此可见,资金所以随着时间的延续而增值,主要是由于在生产经营活动过程中由劳动所创造的新价值。这种新创造的产品,包括必要产品价值和剩余产品价值两部分(即  $V + m$ ),简称为社会净产值,又称为国民收入(national income)。国民收入是我国国民经济(national economy)的最重要的综合指标之一,能比较确切地综合反映社会生产的发展速度、规模、结构以及增产节约等情况。按人口平均的国民收入,可以综合反映社会生产力的发展水平,国际上经常用人均国民收入这个指标来比较各个国家的经济实力。

如果兴建某水利工程所需的资金,是由开发公司向银行贷款而得到的,则须在贷(借)款协议书上明确规定贷款数额、贷款利率及贷款归还期限。贷款利息一般自贷款日起即开始计算,在工程建设期内的利息,则应按规定计入固定资产内。工程投产后,每年按固定资产(用货币表达时即称为固定资金)的某一百分比提取基本折旧基金、大修理基金以及其他费用,这是为实现简单再生产所必需的资金。此外,从产品销售中所获得的利润,其中一部分可供偿还贷款的本息,另一部分可作扩大再生产所需用的资金,利润为企业扩大再生产创造了条件。显然,资金利润率应大于银行贷款利率,而银行贷款利率又应大于储蓄存款利率。贷款与存款利息之间的差额,即为银行进行经营活动所获得的收入。在无论何种社会制度的国家里,资金的时

间价值都是由劳动者在一定时间内创造出来的。

我国在 50~70 年代,大型水利工程的基建资金(即固定资产投资与流动资金)均由国家无偿拨付,既不要求工程管理单位偿还本金,更不求支付利息,因而有些单位盲目争项目、争投资,造成国家重大损失。有些工程是应该修建的,但由于不管施工期多长,概不考虑基金的积压损失,在核定工程的固定资产时均按造价的原值计算,因此有些单位任凭施工期拖延,并无经济压力之感。过去考核工程总效益时亦不计算资金的时间价值。不管工程何时发挥效益,不同时期内相同数量的效益,其价值均不随时间而变,结果使得某些工程迟迟不配套,长期达不到设计规模,使国家资金不能及时充分发挥效益。国家不能按原定计划征收税金和利润,难以进行扩大再生产。这些都是我国在某一时期内国民经济发展速度与经济效益不够的重要原因之一。在总结过去基本建设中的经济教训后,从 80 年代起对某些大中型水利工程的基建实行“拨改贷”制度,即将工程投资由国家无偿拨付改为工程单位向建设银行申请贷款。这是一项重要的改革措施,可促使有关部门对工程项目进行详细的经济核算,尽量降低造价,缩短施工期,争取早日建成投产,充分发挥工程效益,及时偿还银行贷款。今后无论规划、设计、施工或运行管理单位,都必须考虑资金的时间价值,尽可能进行动态经济分析。

## 二、资金流程图和计算基准年

为了考虑资金的时间价值,必须知道资金在整个建设期和生产期内的投入与产出的情况,必须知道在整个计算期(包括建设期与生产期)内各年资金数量的多少及其收支的具体时间。在建设期内,工程需要逐年投入资金(即投资),到建设后期工程部分投产,在此初始运行期内仍需部分投资,但投资额逐年减少,而年运行费与年效益则随着投产规模逐年扩大而增加,至建设期结束时由于施工机械及部分临时建筑物已不再需要而按新旧程度折价给其他单位,因而尚可回收一部分资金,投资减去这部分回收的资金,称为工程造价(engineering cost),或称工程的净投资。建设期结束后即进入生产期,工程应以其设计规模投入正常运行,在此期内工程一般不需再投资,但每年有年运行费以及还本、付息、税金等费用支出,由于工程在生产期内已发挥部分效益,所以每年均有一定收入,且年收入一般大于年支出。由此可知,各年资金收支情况变化较多,因此常用资金流程图(图 7.1)示意说明。

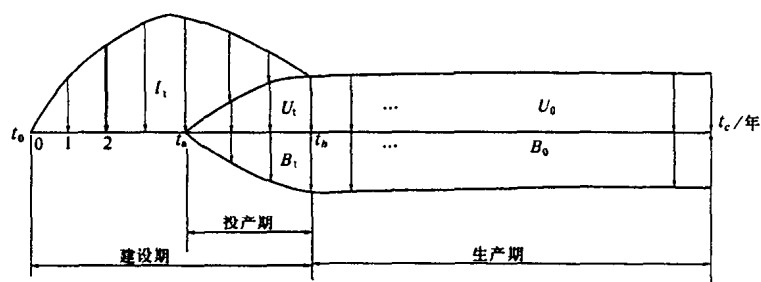


图 7.1 资金流程图

资金流程图(fund flow chart)以横坐标表示时间,时间的进程方向为正,反之则为负;以纵坐标的大小表示资金的多少,投入的箭头方向朝向时间轴,产出的箭头方向背向时间轴。

在图 7.1 上,建设期由  $t_0$  开始,至  $t_b$  为止,在此期内主要支出为投资  $I_t$ ,投产期(初始运行期)为  $t_b$  至  $t_c$ ,在此期内部分工程陆续投入运行,因而年收益  $B_t$  与年运行费  $U_t$  均逐年增加,在

生产期(正常运行期) $t_b$ 至 $t_c$ ,由于工程已全部正常发挥效益,相应年效益 $B_0$ 及年运行费 $U_0$ 均可假设为常数。对于水利工程的土建部分而言,由于其经济寿命较长,可以假设运行期 $n=50$ 年,但机电设备(例如水电站机组)的经济寿命较短,一般假设 $n_{\text{机}}=25$ 年,因此,在生产期的中间须重新投资更新机电设备,这样又可正常运行25年,直到生产期末 $t_c$ ,假设届时整个水利水电工程包括土建部分和机电部分同时“退役”,到此时生产期宣告结束。

关于计算基准年(datum year),由于资金(包括投资、年运行费用及年效益等)的收入或支出的数量与时间均不相同,为了对各个方案进行评价、比较,并便于考虑资金的时间价值,必须引入计算基准年的概念,犹如在进行图解计算时,首先应确定坐标轴及其原点一样。从理论上说,计算基准年可以选择在计算期内的任何一年,例如建设期的第一年年初 $t_0$ 或生产期的第一年年初 $t_b$ ,也可以选择初始运行期的第一年年初 $t_a$ ,但一经确定后的整个过程中不能改变,这样才不会影响综合分析方案评价的结果。一般建议计算基准年定在建设期即施工期的第一年年初 $t_0$ 。根据此基准年,统一计算各方案各年资金的时间价值<sup>[37]</sup>。

### 三、基本计算公式

首先对基本计算公式采用的几个符号加以说明。

$P$ ——资金的现值(present value)。所谓现值,是指资金折算至基准年的数值;

$F$ ——资金的期值或终值(final value),即从基准年起折算资金至第 $n$ 年年末的数值;

$A$ ——资金的年值或等额年值(annual value),指第一年至第 $n$ 年每年年末的一系列收入或支出值;

$i$ ——折现率或银行的利率(interest rate);

$n$ ——计算期的时间,一般以年计。

#### 1. 一次收付期值公式

已知本金现值 $P$ ,年利率为 $i$ ,则 $n$ 年后的终值(本利和)为 $F$ 。如图4.2(a)。 $F$ 的计算式为

$$F = P(1+i)^n = P[F/P, i, n] \quad (7.2)$$

$F$ 值相当于银行按复利计算时整存 $P$ 而在期末( $n$ 年后)可整取的金额。式中 $(1+i)^n$ 或 $[F/P, i, n]$ 称为一次收付期值因子。

【例7.1】已知本金现值 $P=1$ 万元,年利率 $i=12\%$ ,问5年后的本利和 $F$ 为多少?

解 根据式(7.2)

$$F = P(1+i)^n = 10\,000 \times (1+0.12)^5 = 17\,620(\text{元})。$$

设年利率 $i=12\%$ 不变,但要求按月计算复利,则计算期数 $n'=5 \times 12=60(\text{月})$ ,相应应把年利率折算为月利率 $i'=\frac{0.12}{12}=0.01=1\%$ ,则5年后本利和 $F'=P(1+i')^{n'}=10\,000 \times (1+0.01)^{60}=18\,170(\text{元})。$

由此可见,虽然本金与年利率相同,但由于计息期不同,因而所求出的终值即本利和是有差别的。

#### 2. 一次收付现值公式

已知 $n$ 年后的期值(终值)为 $F$ ,要反求现值 $P$ 。如图7.2(a) $P$ 的计算式为

$$P = F/(1+i)^n = F[P/F, i, n] \quad (7.3)$$

式中 $1/(1+i)^n$ 或 $[P/F, i, n]$ 称为一次收付现值因子。

【例 7.2】某君持一张未到期的票据(5 年后的期票)1 万元到银行兑现作为现金收付手段,年贴现率(年折现率) $i = 10\%$ ,问某君可以从银行取得多少现金?

解 根据式(7.3),  $P = F/(1+i)^n = 10\,000/(1+0.1)^5 = 6\,209$ (元)。即 5 年后的一张 1 万元期票,到银行兑现时银行须从中扣除到期以前的那一部分利息 3 791 元。在此情况下  $i$  应称为贴现率或折现率。

### 3. 分期等收(付)期值公式

已知从现在起,每年年末向银行存入等额年值  $A$ ,年利率  $i$ ,求  $n$  年后的终值(本利和)  $F$ 。见图 7.2(b)。  $F$  的计算式为

$$\begin{aligned} F &= A[(1+i)^{n-1} + (1+i)^{n-2} + \cdots + 1] \\ &= A\left[\frac{(1+i)^n - 1}{i}\right] = A[F/A, i, n] \end{aligned} \quad (7.4)$$

式中  $[F/A, i, n]$  称为分期等付(收)期值因子。这个问题相当于银行按复利计算的零存整取。

### 4. 基金存储公式

如已知  $n$  年后的终期  $F$ ,反求每年年末的年值  $A$ ,由式(7.4)可求得

$$A = F\left[\frac{i}{(1+i)^n - 1}\right] = F[A/F, i, n] \quad (7.5)$$

式中  $[A/F, i, n]$  称为基金存储因子。如图 7.2(b)。

【例 7.3】设已知 25 年后须重新投资,更换水电站机组设备,  $F = 100$  万元,问从现在起每年年末须提存多少基本设备更新基金  $A$ ? 设  $i = 10\%$ 。

解  $A = F\left[\frac{i}{(1+i)^n - 1}\right] = 100 \times 10^4 \times \left[\frac{0.10}{(1+0.1)^{25} - 1}\right] = 10\,170$ (元)。即从现在起,每年年末从该年电费收入中提取 10 170 元,然后立刻存入银行,直到第 25 年末,届时可从银行获得本利和  $F = 100$  万元作为更新机组设备的资金。

### 5. 分期等付(收)现值公式

已知某工程正式投产后每年年末获得收益  $A$ ,生产期为  $n$  年,则整个生产期的总收益折算至生产期初的现值为  $P$ 。如图 7.2(c)。据式(7.3)  $P$  的计算式为

$$\begin{aligned} P &= \left[\frac{A}{(1+i)} + \frac{A}{(1+i)^2} + \cdots + \frac{A}{(1+i)^n}\right] \\ &= A\left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}\right] = A[P/A, i, n] \end{aligned} \quad (7.6)$$

式中  $[P/A, i, n]$  称为分期等付(收)现值因子。

【例 7.4】设某工程建设期  $m = 5$  年,平均每年投资  $I = 1\,000$  万元;生产期  $n = 50$  年,平均每年净收益  $b = 500$  万元,设  $i = 10\%$ ,问修建该工程在经济上是否有利?

解 设基准年定在建设期末,则该工程的总投资(包括建设期内的利息)  $K$  为

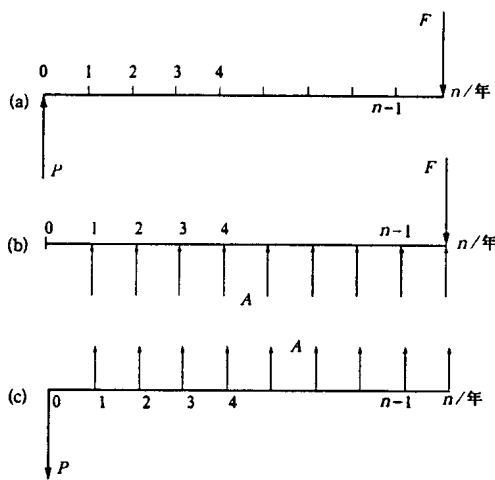


图 7.2 资金折算模式示意图



$$\begin{aligned}
 K &= I[F/A, i, m] \\
 &= 1\,000 \times 10^4 \times \left[ \frac{(1+0.1)^5 - 1}{0.1} \right] \\
 &= 6\,105 (\text{万元})
 \end{aligned}$$

该工程在生产期内的总净收益  $B$  为

$$\begin{aligned}
 B &= b[P/A, i, n] = 500 \times 10^4 \times \left[ \frac{(1+0.1)^{50} - 1}{0.1(1+0.1)^{50}} \right] \\
 &= 4\,958 (\text{万元})。
 \end{aligned}$$

比较折算后的总投资  $K$  与总收益  $B$ , 因  $B < K$ , 故从经济上看修建该工程并不有利。

如果按过去惯用的静态经济计算, 该工程静态总投资  $K' = 1\,000 \times 5 = 5\,000$  (万元), 而静态总收益  $B' = 500 \times 50 = 25\,000$  (万元), 因  $B' < K'$ , 从而会得出经济上十分有利的错误结论。

#### 6. 本利摊还(资金回收)公式

设现在借入一笔现金  $P$ , 年利率为  $i$ , 则在  $n$  年内每年年末需等额摊还本息  $A$ , 才能保证在第  $n$  年末清偿全部本金和利息。如图 7.2(c)。

由公式(7.6), 可逆推求出

$$A = P \left[ \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] = P[A/P, i, n] \quad (7.7)$$

式中  $[A/P, i, n]$  称为本利摊还因子。如果这笔钱是自筹资金, 则该因子就称为资金回收因子。

【例 7.5】 设某电力公司拟修建电站以满足当地负荷发展要求, 第一方案拟修建水电站, 需投资  $I_1 = 1$  亿元, 建成后每年尚须支付占投资 1% 的年运行费  $u_1$  (包括生产期内电站正常运行所需的材料、修理、工资及其他管理维护费用), 经济寿命  $n_1 = 50$  年; 第二方案拟修建火电站, 需投资  $I_2 = 7\,000$  万元, 建成后每年尚须支付占投资 8% 的年运行费 (包括燃料费), 经济寿命  $n_2 = 25$  年。设  $i = 10\%$ , 试比较这两个方案的年费用 (包括投资年回收值与运行费两部分), 以便确定哪个方案在经济上比较有利。

解 年费用  $AC$  的计算式为

$$AC = I[A/P, i, n] + u \quad (7.8)$$

第一方案水电站的年费用

$$\begin{aligned}
 AC_1 &= I_1[A/P, i, n] + u_1 = 1 \times 10^8 \times \left[ \frac{0.1(1+0.1)^{50}}{(1+0.1)^{50} - 1} \right] + 1 \times 10^8 \times 1\% \\
 &= 1\,008.6 (\text{万}) + 100 (\text{万}) = 1\,108.6 (\text{万元})
 \end{aligned}$$

第二方案火电站的年费用

$$\begin{aligned}
 AC_2 &= I_2[A/P, i, n_2] + u_2 = 7\,000 \times 10^4 \times \left[ \frac{0.1(1+0.1)^{25}}{(1+0.1)^{25} - 1} \right] + 7\,000 \times 10^4 \times 8\% \\
 &= 1\,331.2 (\text{万元})
 \end{aligned}$$

从达到同样目的的两个方案的年费用大小来比较, 显然修建年费用较小的水电站在经济上比较有利。

由式(7.8), 年费用

$$AC = I \left[ \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] + u = I \left[ i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] + u$$

$$= K + I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] + u \quad (7.9)$$

式中第一项为投资  $I$  (假设全部为银行贷款) 每年应支付的利息 ( $i$  为年利率), 而第二项为  $n$  年后还本而每年须存储的基金  $A$  [见式(7.5)]。这可证明如下:

第一年末存储的基金  $A$ , 到  $n$  年末为  $I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] (1+i)^{n-1}$ ;

第二年末存储的基金  $A$ , 到  $n$  年末为  $I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] (1+i)^{n-2}$ ;

⋮

第  $n$  年末存储的基金  $A$ , 到  $n$  年末为  $I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$ 。

根据式(7.4), 每年存储的基金  $A$ , 累计到  $n$  年末为

$$\begin{aligned} & I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] [(1+i)^{n-1} + (1+i)^{n-2} + \cdots + 1] \\ & = I \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] \left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] = I \end{aligned} \quad (7.10)$$

式(7.10)说明每年存储的基金  $A$ , 累计到  $n$  年末恰好偿还本金  $I$ 。式(7.9)中的第三项为生产期内每年须支付的年运行费  $u$ 。

为了便于比较, 现将反映资金时间价值的几个基本计算公式及其折算因子, 汇总列于表 7.1。必须注意, 在应用式(7.2)~式(7.10)时, 现值  $P$  是在第一年的年初, 终值(期值)  $F$  是在第  $n$  年的年末, 年值  $A$  是在每年的年末, 否则不能直接应用上述各个计算公式。

表 7.1 反映资金时间价值的计算公式与折算因子

序号	折 算 因 子		基 本 计 算 公 式
	名 称	符 号	
1	一次收付期值因子	$[F/P, i, n]$	$F/P = (1+i)^n$
2	一次收付现值因子	$[P/F, i, n]$	$P/F = 1/(1+i)^n$
3	分期等付期值因子	$[F/A, i, n]$	$F/A = [(1+i)^n - 1]/i$
4	基金存储因子	$[A/F, i, n]$	$A/F = i/[(1+i)^n - 1]$
5	分期等付现值因子	$[P/A, i, n]$	$P/A = [(1+i)^n - 1]/i(1+i)^n$
6	本利摊还(资金回收)因子	$[A/P, i, n]$	$A/P = i(1+i)^n/[(1+i)^n - 1]$

### 第三节 经济评价

水利水电建设项目经济评价, 包括经济评价与财务评价两大部分<sup>[38]</sup>, 是建设项目优选与科学决策的重要依据。经济评价是从全社会国民经济的角度出发分析, 用影子价格计算项目所需投入的费用和可以获得的效益, 评价建设项目的经济合理性。财务评价是从项目财务核算单位的角度出发, 分析用财务价格计算项目所需的支出和可获得的收益, 评价建设项目的财

务可行性。

### 一、概述

在经济评价(economic evaluation)中,所谓建设项目的费用,是指以国民经济为项目建设所需投入的全部代价;所谓建设项目的效益,是指项目为国民经济所作出的全部贡献。因此,为了全面准确地衡量项目的实际效果,不仅应计及其直接费用和直接效益,而且还应计及其明显的间接费用和间接效益。例如,水电与火电进行经济比较时,为了同等程度地满足某一地区的负荷发展要求,水电系统费用应包括水电站本身及其输配变电等工程的投资与年运行费;火电系统费用应包括火电站本身及其有关的煤矿、铁路和输配变电工程的投资与年运行费。水电效益应包括水电站容量与电量效益以及水库防洪、灌溉、城镇供水、航运等综合利用效益。火电效益应包括发电效益,并计及其对环境污染等的负效益。必要时可将上述各方面“捆”起来一起进行综合评价。

经济评价中的费用与效益,应采用影子价格和社会折现率进行动态经济计算。影子价格是真实价值的一种度量,在资源或产品数量有限的情况下,影子价格是这种资源或产品增加或减少一个单位引起边际效益改变的量值。对于产品而言,投入物的影子价格就是它产生的边际效益,对于产出物而言,增产单位产品所需的边际成本,就是它的影子价格。由于机会成本是指把一定资源用于生产某种产品时所放弃的生产另一种产品的价值,因此当资源得到最优配置时,它的边际成本、边际效益和机会成本三者是相等的。在完全自由竞争市场中,产品的市场价格基本上就是它的影子价格。实际上,由于资料缺乏,详细计算产品的影子价格是十分困难的,因此常用国际市场价格法(适用于有进出口关系的外贸货物)、分解成法(是测算非外贸货物影子价格的重要方法)、机会成本法等。当与现行价格换算时,可按国家计委定期颁布的《建设项目经济评价参数》之规定进行。

折现率是项目经济评价的重要通用参数,在项目经济评价中作为计算经济净现值的折现率,并作为衡量经济内部收益率的基准值。它是项目经济可行性和方案比选的主要判据。采用适当的折现率进行建设项目国民经济评价,有助于合理使用建设资金,引导投资方向,调控投资规模,促进资金在短期与长期项目之间的合理配置。根据我国在一定时期内的投资收益水平、资金机会成本、资金供求状况以及最近几年建设项目经济评价的实际情况,现在采用的折现率为  $i_c = 12\%$ 。

水利建设项目投资,是指达到项目设计效益所需的全部一次性投资,其中包括主体工程投资和相应配套工程投资。主体工程投资一般包括枢纽工程投资和水库淹没处理补偿投资两大部分,枢纽工程投资由建筑工程投资、机电设备费、安装工程投资、临时工程投资及其他费用组成。水库淹没处理补偿投资由农村移民安置迁建费、城镇迁建补偿费、库底清理费、防护工程费 and 环境影响补偿费等组成。配套工程投资是指为全面实现项目效益所需同时建设的有关配套设施(例如水电站的输配变电工程、灌溉项目的干支渠系工程等)的一次性投资和为消除该项目带来不利影响所须采取某些补偿措施的一次性投资。经济评价中配套投资计算的范围,应与效益计算的范围一致。

水利建设项目的年运行费,是指项目建成投产后在运行管理中每年所需支付的各项费用,一般包括:材料和燃料动力费、维修费、大修理费、管理费用及其他费用。材料和燃料动力费指工程设施在运行过程中所耗用的材料和油、煤、电等的费用;维修费指维修、养护工程设施所需的费用。大修理费指为进行工程设施大修理每年所需分担的费用,这部分费用实际上并非每

年均衡支出,但为简化计算,才将隔几年进行一次的大修理所需费用总额平均分摊到各年。管理费包括管理机构的职工工资、工资性津贴、福利基金和行政费以及日常的防汛、观测和科研、试验等费用。其他费用包括:为消除或减轻项目所带来的不利影响每年所需的补偿措施费用(例如清淤、冲淤、排水、治碱等);为扶持移民的生产、生活每年所需的补助或提成费用;当遭遇超过防洪标准水情时所需支付的救灾或赔偿费用等。在投产期(初始运行期)内各年的年运行费,可按已投产规模与设计规模的比例计算。在国民经济评价中,与建设项目直接关联的税金、利润、国内借款利息和补贴等,由于都属于国民经济内部的转移支付,所以不列为项目的费用与效益。

水利建设项目的效益,按其功能可划分为防洪效益、治涝效益、灌溉效益、供水效益、水力发电效益、航运效益等。一项水利工程往往同时具有几种功能,评价时除分别计算各个分效益外,还应计算其总效益,但注意不要简单地把几个分效益相加即作为总效益,一定要剔除其重复计算的部分。另一方面,也要注意水利项目建成后可能带来一些不利影响,一般统称为负效益,如果有的影响已采取了补救措施,例如已计入所需的一次性投资或经济性支出,则不应再计算其负效益。在计算水利建设项目的效益时,还应考虑水文现象的随机性,尽可能采用长系列水文资料逐年进行计算,除计算其多年平均效益外,还须计算特大洪、涝年份和特大干旱年份的效益,供项目决策时参考。

防洪效益通常指:有、无防洪项目对比时可以减免的国民经济损失值,可采用其多年平均损失值及特大洪水年份的损失值表示,一般采用频率曲线法或长系列年值法计算。由于防洪保护区内工农业生产和人民生活水平不断增长和提高,所以在计算期内防洪效益是逐年增长的。治涝效益通常指:有、无治涝项目对比时可以减免的农作物损失值,大涝年份有时还应包括可以减免的房屋和其他财产的损失值。灌溉效益是指:有、无灌溉措施对比时所增加的农作物主副产品的产值,一般用其多年平均效益值和特大旱年的效益值表示。由于农业增产不仅依靠灌溉措施,也与其他农业技术措施有关,因此灌溉效益只应占农业总增产值中的一定比例,在某些地区计算灌溉效益时,一般采用农业总增产值的40%左右。城镇供水效益是指:有、无供水项目对比时可以为城镇居民增加生活用水和为工矿企业增供生产用水所获得的效益,可按供水量和水的影子价格计算其效益,也有按举办最优等效替代工程所需的年费用(包括投资年回收值与年运行费)表示,在水资源贫乏地区可按缺水使工矿企业生产所遭受的损失值计算。水力发电效益是指:水电站向电网或用户提供有效电量和容量所创造的价值,可以用影子电价和上网电量计算其发电效益,也有按用最优等效替代电站(optimum equivalent alternative power station)(例如火电站)的年费用表示。航运效益是指:有、无航运项目对比时所能增加的效益,其中包括增加运输能力、节约运输费用以及其他经济效益,也有按用最优等效替代工程(例如铁路)所需的年费用表示。此外,水利建设项目可能还有旅游效益、水产养殖效益等等。

## 二、经济评价指标和评价准则

进行水利建设项目的经济评价时,应以经济效益费用流程报表反映建设项目在各年的效益、费用和净效益流程,并据以计算其经济内部收益率、经济净现值、经济效益费用比等评价指标和评价准则,现分述于下。

### 1. 经济内部收益率(EIRR)

经济内部收益率(economic internal benefit ratio)是使项目在计算期内的经济净现值累计等

于零时的折现率,它是反映项目对国民经济所作贡献的相对指标,其表达式为

$$\sum_{i=1}^n (B - C)_i (1 + \text{EIBR})^{-i} = 0 \quad (7.11)$$

式中  $B$  ——年效益(万元);  
 $C$  ——年费用(万元);  
 $(B - C)_i$  ——第  $i$  年的净效益(万元);  
 $i$  ——计算期各年的序号,基准年(点)的序号为 0;  
 $n$  ——计算期(年)。

建设项目的经济合理性,应根据经济内部收益率与规定的折现率( $i$ )的对比分析后确定。当经济内部收益率大于或等于折现率( $i$ )时,该项目在经济上是合理的。

## 2. 经济净现值(ENPV)

经济净现值(economic net present value)是用折现率( $i$ )将项目计算期内各年的净效益,折算到计算期初(基准年点)的现值之和表示,它是反映项目对国民经济所作贡献的绝对指标。当经济净现值大于零时,表示国家为拟建项目付出代价后,除得到符合折现率的盈余外,还可以得到以现值计算的超额盈余,经济净现值愈大,项目经济效果愈好。其表达式为

$$\text{ENPV} = \sum_{i=1}^n (B - C)_i (1 + i)^{-i} \quad (7.12)$$

式中  $i$  ——折现率;  
 其他符号意义同前。

建设项目的经济合理性,应根据经济净现值的大小确定。当经济净现值大于或等于零( $\text{ENPV} \geq 0$ )时,该项目在经济上是合理的。

## 3. 经济效益费用比(EBCR)

经济效益费用比(economic benefit and cost ratio)是以项目效益现值与费用现值之比表示,它反映项目单位费用为国民经济所作贡献的一项相对指标。其表达式为

$$\text{EBCR} = \frac{\sum_{i=1}^n B_i (1 + i)^{-i}}{\sum_{i=1}^n C_i (1 + i)^{-i}} \quad (7.13)$$

式中  $B_i$  ——第  $i$  年的效益(万元);  
 $C_i$  ——第  $i$  年的费用(万元)。

项目的经济合理性应根据经济效益费用比的大小确定。当经济效益费用比大于或等于 1.0( $\text{EBCR} \geq 1.0$ )时,该项目在经济上是合理的。

# 第四节 财务评价

## 一、概述

水利水电建设项目的财务评价(financial evaluation),是根据现行财税制度和现行财务价格,分析测算项目直接发生的实际收入和支出,编制财务报表,计算评价指标,考察项目的盈利能力、清偿能力等财务状况,据以判别项目的财务可行性。

在建设项目资金筹措中,要拟定建设资金的渠道来源、各种资金的贷款利率、金额与借款期限等条件。财务评价以动态分析(dynamic analysis)为主,静态分析(static analysis)为辅。计算

期包括建设期和生产期,建设期为设计的施工总工期(含初期运行期,亦称投产期),生产期一般采用 20~30 年,折现基准年一般为建设期第一年年初。在财务评价时,对供水、供电等水利水电产品价格,应先采用现行水价、电价,当计算结果影响项目的财务可行性时,还应按照满足还贷条件及行业财务基准收益率( $i$ ),反求推算合理的水价、电价,使项目在财务上可行而又不超过用户的承受能力。对于不直接产生利润只具有公益性质的水利项目(例如防洪等),应计算其经营成本(年运行费)和折旧费,测算项目所需国家或地方提供政策性的财务补贴,并建议有关部门实行减免税金等优惠措施。水力发电建设项目的费用和效益,只计算到发电环节,专用配套输变电工程现暂计入发电环节。水利行业财务基准收益率( $i_c$ )尚未公布,目前水电财务基准收益率( $i_c$ )暂定为 12%。若建设项目国民经济评价合理,而财务评价不可行,可以提出相应优惠政策的建议,使项目具有财务上的生存能力。

## 二、费用支出计算

项目费用主要包括总投资、年经营成本和各项应纳税金等。

### 1. 总投资

$$\text{总投资} = \text{固定资产投资} + \text{建设期利息} + \text{流动资金} \quad (7.14)$$

式中固定资产投资直接采用概算表中的静态投资与价差预备费之和,所谓价差预备费,是指计入建设期内物价上涨率导致额外增加的费用。静态投资包括建筑工程、机电设备购置费和安装费、金属结构设备购置费和安装费、临时工程费、水库淹没补偿费、其他费用及基本预备费。建设期利息应根据各项水工建筑物和各台水电机组的投产时间分别计算,利率根据资金来源加权平均计算,按年计息,按复利计。建设期利息还包括应付的手续费、承诺费等,根据工程项目贷款的类型和条件分年计算。流动资金是指项目投产运行后用于维持生产的周转资金,其中包括购置燃料、材料、备品备件和支付工资等所需的周转性资金。

### 2. 总成本费用

总成本费用包括经营成本、折旧费、摊销费和利息支出。其中经营成本包括修理费、职工工资及福利费、材料费、库区维护费和其他费用。折旧费为生产过程中每年耗费的固定资产价值中的一部分。

$$\text{折旧费} = \text{固定资产} \times \text{折旧率} \quad (7.15)$$

$$\begin{aligned} \text{固定资产价值} &= \text{固定资产投资} + \text{建设期利息} - \text{递延资产价值} \\ &\quad - \text{无形资产价值} \end{aligned} \quad (7.16)$$

式中固定资产是指使用期限超过一年,单位价值在规定标准以上,并且在使用过程中保持原有物质形态的资产,包括房屋及建筑物、机器设备、运输设备、工具器具等。无形资产是指能长期使用但没有物质形态的资产,例如专利权、土地使用权、非专利技术等。递延资产是指不能全部计入当年损益,应在以后年度内分期摊销的各项费用,例如开办费、租入固定资产的改良支出等。摊销费包括无形资产和递延资产的分期摊销,没有规定期限的一般按 10 年摊销。利息支出为固定资产和流动资金在生产期内应支付的借款利息。在项目投产期内既有固定资产投资,又有产品销售收入,则应根据不同情况分别计入固定资产或项目总成本费用,如果当年还款资金出现小于当年应付借款利息之前这段时间内发生的借款利息,应计入固定资产;如果当年还款资金出现大于当年应付借款利息之后这段时间内发生的借款利息,应计入项目总成本费用内。

### 3. 税金

税金应包括增值税、销售附加税金和所得税,其中增值税为价外税,不包括在电价或水价之内,最后由用户负担。由电力公司统一结算的水电站,发电环节预征的增值税税率为4元/(kW·h)。实行独立核算的集资电厂,增值税税率为应纳税所得额的17%,县以下小型水电站,增值税税率为应纳税所得额的6%。销售附加税金包括城市维护建设税和教育附加费,以增值税税额为计算基数,城市维护建设税根据纳税人所在地区计算,市区为7%,县城和镇为5%,农村为1%。教育附加费为3%。所得税为应纳税所得额的33%。上述应纳税所得额的计算公式如下

$$\text{应纳税所得额} = \text{发电销售收入} - \text{总成本费用} - \text{销售附加税金} \quad (7.17)$$

### 三、财务收入

水利水电建设项目的财务收入应包括出售产品(水和电)和提供服务所获得的收入。水电站的发电效益包括电量效益和容量效益,目前主要计算电量效益,有条件时还应计算容量效益。

$$\text{发电电量收入} = \text{上网电量} \times \text{上网电价(不含增值税)} \quad (7.18)$$

$$\text{式中上网电量} = \text{有效发电量} \times (1 - \text{厂用电率}) \times (1 - \text{专用配套输变电线损率});$$

$$\text{发电容量收入} = \text{电站必需容量} \times \text{容量价格} \quad (7.19)$$

式(4.19)中容量价格可根据电站所在电网规定确定。

$$\text{年利润总额} = \text{年财务收入} - \text{年总成本费用} - \text{年销售附加税金} \quad (7.20)$$

年利润总额应首先弥补上年度的亏损,再按有关规定交纳所得税,而后再按财会制度进行分配。分配顺序如下:

- (1)被没收的财物损失,支付各项滞纳金和罚款。
- (2)弥补企业以前年度的亏损。
- (3)提取盈余公积金,按照所得税后利润扣除前两项后的10%提取,作为扩大再生产的发展资金。
- (4)提取公益金,供发展职工集体福利事业。
- (5)向投资者分配利润,例如股息、红利等。
- (6)剩余的未分配利润,可用于偿还借款。

关于水利水电建设项目的销售收入、成本、税金和利润的关系,如图7.3所示。

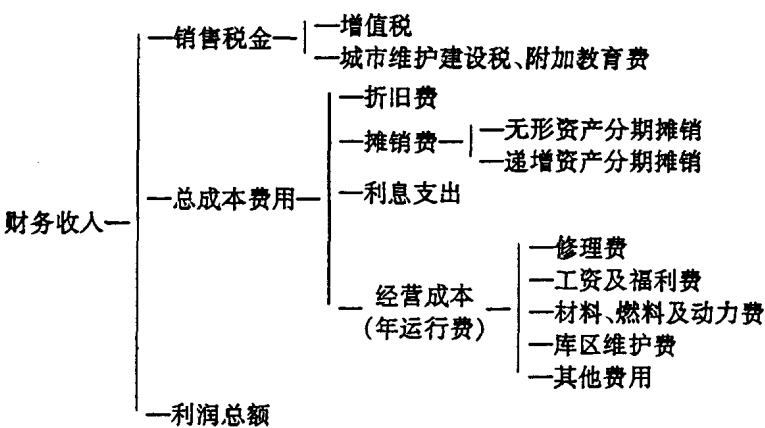


图 7.3 水利工程项目财务收入关系表

#### 四、清偿能力分析

水电工程项目清偿能力分析包括根据借款条件测算上网电价、分析市场对电价的承受能力、计算借款偿还期和资产负债率等。

##### 1. 电价测算

在还贷贷款期间,应根据资金来源和还款条件测算上网电价;还清借款后应按规定投资利润率测算上网电价。按照建设体制,发电站上网电价应计算到专用配套输变电工程的网端。如果由于某种原因难以确定专用配套输变电工程投资时,此时测算的水电站电价不含专用配套输变电工程投资,实为出厂电价。

在还贷期内,电价主要由五部分构成,即成本、股息及红利、公积金和公益金,还本付息和各种税金。借款还清之后,由于没有还本付息问题,成本将大为降低,因此在还清贷款后,应按规定的利润率测算电价,以说明水电站在生产期全过程的电价状况。

##### 2. 借款偿还期

它是指水电工程项目投产后用可用于还贷的资金偿还固定资产投资借款的本息所需要的时间。当借款偿还期满足贷款机构的要求期限时,即认为该项目有清偿能力。根据文献[39],大中型项目的借款期限应不超过12年,特大型项目为15年。外资借款偿还期限按协议计算。

##### 3. 还贷资金

水电工程项目可用于还贷的资金来源有:发电利润、折旧费和摊销费。

$$\text{还贷利润} = \text{税后发电利润} - \text{公积金} - \text{公益金} - \text{应付利润} \quad (7.21)$$

式中税后发电利润 = 发电收入 - 发电总成本费用 - 发电所得税 - 销售附加税金。

公积金和公益金一般按税后发电利润的10%和5%提取。应付利润为企业每年需支付的利润,如股息、红利等。

$$\text{还贷折旧} = \text{折旧费} \times \text{折旧还贷比例} \quad (7.22)$$

式中折旧还贷比例可由企业自行确定,一般可按90%用于偿还借款。

摊销费用于还贷的比例同折旧。

##### 4. 资产负债率

资产负债率是项目在建设期和生产期企业负债额和全部资产的比率。它反映项目的风险程度和偿还能力,是财务评价的一个重要指标。在设计阶段,项目资产由负债和权益构成,凡投资中需要偿还本息的资金,均作负债处理;权益为业主对项目投入的资本以及形成的公积金和未分配的利润等。

$$\text{资产负债率} = \frac{\text{负债合计}}{\text{资产合计}} = \frac{\text{负债合计}}{\text{负债合计} + \text{权益合计}} \quad (7.23)$$

#### 五、盈利能力分析

建设项目财务盈利能力分析,主要考察投资的盈利水平,主要计算指标为:财务内部收益率、投资回收期;根据实际需要,也可计算财务净现值、投资利润率、投资利税率等。

##### 1. 财务内部收益率(FIBR)

财务内部收益率(financial internal benefit ratio)是衡量建设项目在财务上是否可行的主要评价指标,是项目在计算期内各年净现值累计等于零时的折现率。其表达式为

$$\sum_{i=1}^n (C_i - C_0)_i (1 + \text{FIBR})^{-i} = 0 \quad (7.24)$$



式中  $C_t$  ——现金流入量(包括销售收入、回收固定资产余值、回收流动资金等);  
 $C_0$  ——现金流出量(包括固定资产投资、流动资金、经营成本、发电环节税金等);  
 $(C_t - C_0)_t$  ——第  $t$  年的净现金流量;  
 $n$  ——计算期。

财务内部收益率可试算求得,如求出的 FIBR 大于或等于规定的财务基准收益率( $i_c$ )时,则该项目在财务上是可行的。

## 2. 投资回收期( $P_t$ )

投资回收期是指项目的净收益抵偿全部投资(固定资产投资和流动资金)所需要的时间。它是考察项目在财务上的投资回收能力的主要静态评价指标。投资回收期(以年表示)一般从建设期开始年算起,如果从投产年算起时,应予注明。其表达式为

$$\sum_{t=1}^{P_t} (C_t - C_0)_t = 0 \quad (7.25)$$

投资回收期可根据财务现金流量表(全部投资)中累计净现金流量求得。

## 3. 财务净现值(FNPV)

财务净现值(financial net present value)是指按行业的基准收益率或设定的折现率( $i_c$ ),将项目计算期内各年净现金流量折现到建设期初的现值之和。它是考察项目在计算期内盈利能力的动态评价指标。其表达式为

$$FNPV = \sum_{t=1}^n (C_t - C_0)_t (1 + i_c)^{-t} \quad (7.26)$$

财务净现值可根据财务现金流量表计算求得。财务净现值大于或等于零的建设项目在财务上是可行的。

## 4. 投资利润率

投资利润率是指项目达到设计生产能力后的一个正常生产年份的年利润总额与项目投产的比率,它是考察项目单位投资盈利能力的静态指标。对还贷期和还清贷款后可分段计算建设项目的投资利润率,其计算公式为

$$\text{投资利润率} = \frac{\text{年利润总额(或年平均总额)}}{\text{项目总投资}} \times 100\% \quad (7.27)$$

式中项目总投资为建设项目的固定资产投资、建设期利息与流动资金之和。

$$\text{年利润总额} = \text{年收入} - \text{年成本} - \text{销售附加税金} \quad (7.28)$$

## 5. 投资利税率

投资利税率是指项目达到设计生产能力后的一个正常生产年份的年利税总额与项目总投资的比率,其计算公式为

$$\text{投资利税率} = \frac{\text{年利税总额(或年平均利税总额)}}{\text{项目总投资}} \times 100\% \quad (7.29)$$

$$\text{年利税总额} = \text{年收入} - \text{年成本} + \text{增值税} \quad (7.30)$$

盈利能力分析既有动态指标,也有静态指标。在分析财务指标时,应以动态指标为主,静态指标为辅。在盈利能力分析中有两个主要指标:财务内部收益率为动态指标,投资回收期为静态指标。在行业财务基准收益率和基准投资回收期尚未作出明确规定之前,电力行业的财务内部收益率应较银行对电力行业的贷款年利率高;基准投资回收期,应小于借款偿还期。

综上所述,在可行性研究阶段,大中型建设项目的经济评价,一般包括经济评价与财务评价,必要时尚须进行综合经济评价分析。关于经济评价与财务评价的主要区别,总结如下:

(1)评价角度不同。经济评价是从国家(社会)整体角度出发,考察项目对国民经济的净贡献,评价项目的经济合理性。财务评价是从本建设项目(企业)的财务角度出发,分析测算项目的财务支出和收入,考察项目的盈利能力和清偿能力,评价项目的财务可行性。

(2)费用与效益的计算范围不同。经济评价着眼于考察社会为项目付出的费用和社会从项目获得的效益,故属于国民经济内部转移支付的各种补贴等不作为项目的效益,各种税金等不作为项目的费用。财务评价是从项目财务的角度,确定项目实际的财务支出和收入,各种补贴等作为项目的财务收入,而交纳的各种税金等作为项目的支出。此外,经济评价要分析、计算项目的间接费用和间接效益,财务评价只计算项目直接的支出与收入。

(3)采用的投入物和产出物的价格不同。经济评价采用影子价格,财务评价采用现行财务价格。经济评价采用的影子价格,是比较合理的真实价格,它能更好地反映产品的价值、市场供求情况及资源稀缺程度,并能使资源配置更加趋于优化合理。财务评价采用的财务价格,是指以现行价格体系为基础的预测价格。国内现行价格包括现行商品价格和收费标准,包括国家定价、国家指导价和市场价三种价格形式。在各种价格并存的情况下,财务价格应是预计最有可能发生的价格。

(4)主要参数不同。经济评价采用国家统一测定的影子汇率和社会折现率  $i_s$ 。财务评价采用国家外汇牌价和行业财务基准收益率  $i_c$ 。

流域规划与区域规划要求从技术、经济、社会、环境等方面进行综合研究,拟定水害处理和水资源开发利用的总体规划,由于受工作深度、项目建设时间、资金来源不确定等因素的限制,一般可只进行经济评价,不进行财务评价,在进行这阶段的经济评价时,为简化计算也可直接采用现行价格,不采用影子价格。

小型水利建设项目,涉及的地区范围较小,建设周期较短,资料也比较缺乏,一般可根据工程的具体情况,只进行经济评价或者只进行财务评价。进行经济评价时,投入物和产出物可采用现行价格或只作些简单调整,分析计算项目的主要经济评价指标。进行财务评价时,可只分析计算项目的主要财务评价指标。

属于社会公益性质的水利建设项目,例如防洪、治涝等工程,财务收入很少,甚至没有财务收入,项目建成后主要靠国家补贴,否则难以维持正常运行,对这类项目除须进行经济评价外,还应进行财务分析计算,研究其财务上存在的问题,提出解决的办法,使项目在财务上具有生存能力。

经济评价和财务评价,均应遵循费用与效益计算口径对应一致的原则,其目的在于使项目的费用和效益在计算范围、计算内容和价格水平上一致,以便使两者具有可比性。费用和效益都应计及资金时间价值,评价指标应以动态评价指标为主,例如经济内部收益率、经济净现值、经济效益费用比;财务内部收益率、财务净现值、贷款偿还期等。但现行财税制度规定要求采用某些静态评价指标,例如投资回收期、资产负债率、投资利润率、投产利税率等,以便更直观地考察项目的财务可行性。

为了全面比较建设项目在经济上的各种得失利弊,正确评价其合理性和可行性,应在经济评价和财务评价的基础上,结合下列指标和因素进行综合经济评价分析。

(1)项目总投资和年运行费,应与规模相近、效益相近的其他项目进行比较,可采用单位指标进行比较,例如水电站的单位千瓦投资、单位发电量投资、单位电能成本等。

(2)项目实物总量或单位实物指标,应与类似项目的指标进行比较,例如单位库容、单位装机容量、单位发电量、单位灌溉面积、单位供水量的土石方工程量,混凝土工程量,三材(钢材、木材、水泥)耗用量,淹没耕地面积,迁移人口数和所需劳动工日等。

(3)项目费用构成和特征指标进行比较,例如水库淹没处理补偿费占项目总费用的比例等。

(4)估计项目对整个国民经济和地区经济发展的各种影响,例如项目布局和建设规模与国民经济发展是否协调;项目建设对农业发展的影响;项目建设对燃料节约和能源平衡的影响;项目建设对改善航道条件、发展水运的影响;项目建设对环境保护和生态平衡的影响等。

建设项目的综合经济评价,应采用定量分析与定性分析相结合的方法,并提出对项目取舍的结论性意见和有关建议。对于关系重大的特大型项目(例如长江三峡水利枢纽工程)还应注意广泛听取社会各方面的反映和国内外专家的意见,必要时可用评分方法对各种因素进行综合分析 with 全面评价。

## 第五节 方案比较方法

方案比较是建设项目经济评价工作的重要组成部分,根据水利水电工程的特点,应对各种可能的开发方案、工程规模和治理标准进行研究分析,从中选出几个主要方案,然后通过详细的技术经济论证,选出最优方案。

### 一、方案比较的前提

在进行水利水电工程不同方案的经济比较时,各个方案或其替代方案应满足下列可比性条件,这是进行方案比较的前提。

(1)满足需要的可比性。各个方案在产品数量、质量、时间、地点和可靠性等方面应同等程度地满足国民经济发展的需要,例如为了满足某一地区的供电要求,可以全部修建水电站,也可以全部修建火电站,也可以部分修建水电站、部分修建火电站等三个方案,但应考虑水、火电站不同的厂用电及输变电损失,要求各方案输送到该地区的电力和电量则是相同的。

(2)满足费用的可比性。各个方案的费用均应包括主体工程和配套工程的全部费用。所谓费用,系包括工程的一次性投资和经常性年运行费(包括燃料费)两个部分。

(3)满足时间价值的可比性。不论开工时间是否相同,但应选定同一基准年(点)进行资金时间价值的折算;不管其经济寿命是否相同,均应取同一个生产期,如机电设备经济寿命短于整个工程的生产期时,则应考虑设备更新的费用;如某部分土建工程的经济寿命长于生产期时,则应减去其固定资产余值。在经济评价阶段,各个方案均应采用相同的社会折现率,各种费用均应按影子价格计算。在财务评价阶段,各个方案均应按实现贷款利率或行业基准收益率与现行财务价格进行计算分析。

### 二、方案比较时采用的计算方法

方案比较时,视项目的具体条件和资金情况,可采用下列各种计算方法:

(1)差额投资经济内部收益率( $\Delta EIBR$ )法。 $\Delta EIBR$ 是指两个方案在计算期内,各年净效益流量差额的现值累计等于零时的折现率。其表达式为

$$\sum_{i=1}^n [(B-C)_2 - (B-C)_1]_i (1 + \Delta EIBR)^{-i} = 0 \quad (7.31)$$

式中  $(B-C)_2$  ——投资现值较大方案的年净效益流量(万元);

$(B-C)_1$  ——投资现值较小方案的年净效益流量(万元);

$\Delta EIBR$  ——差额投资经济内部收益率。

差额投资经济内部收益率大于或等于社会折现率( $\Delta EIBR \geq i_s$ )时,投资现值较大方案的经济效果较好;反之,则应选择投资较小的方案。当进行多个方案比较时,应按投资现值由小到大依次两两比较。 $\Delta EIBR$  值可根据式(7.31)用试算法求出。

(2)经济净现值法。比较各个方案的经济净现值,经济净现值大的就是经济效果较好的方案。其表达式为

$$ENPV = \sum_{i=1}^n (B - I - C' + S_v + W)_i (1 + i_s)^{-i} \quad (7.32)$$

式中  $B$  ——年效益(万元);

$I$  ——固定资产投资和流动资金以及设备更新投资;

$C'$  ——年运行费(万元);

$S_v$  ——计算期末回收的固定资产残值(万元);

$W$  ——计算期末回收的流动资金(万元);

$n$  ——计算期(年);

$i_s$  ——社会折现率。

(3)费用现值法。当各方案的效益相同或基本相同而难以定量计算时,则可采用费用现值法。对各方案的费用现值(present cost or PC)计算后,应选择其中费用现值较小的方案。其表达式为

$$PC = \sum_{i=1}^n (I + C' - S_v - W)_i (1 + i_s)^{-i} \quad (7.33)$$

式中符号意义同式(7.32),PC为费用现值(万元)。

(4)年费用法。当各方案的效益相同或基本相同时,亦可采用年费用(annual cost or AC)法。其表达式为

$$AC = \left[ \sum_{i=1}^n (I + C' - S_v - W)_i (1 + i_s)^{-i} \right] [A/P, i_s, n] \quad (7.34)$$

式中符号意义同上,AC为年费用(万元)。计算各方案的等额年费用AC后,其中等额年费用小的就是经济效果好的方案。式(7.34)与式(7.8)的含义是相同的。

### 三、敏感性分析

在上述经济分析比较中,涉及的因素很多,而各主要参数和经济指标一般难以准确定量,都含有一定的误差。为了分析其对效果指标的影响,论证所选最优方案经济效果的稳定程度,还必须在各项计算的基础上,根据影响工程经济效果的主要因素,按照其可能变动的范围,进行敏感性分析,并列出相应的效果指标,供决策时参考。

各主要参数和经济指标的变动幅度,可参考下列数据选定。

(1)工程建设投资:  $\pm (10\% \sim 20\%)$ ;

(2)工程效益:  $\pm (15\% \sim 25\%)$ ;

(3)施工年限:提前与推后 1~2 年;

(4)达到设计效益的年限:提前与推后 1~2 年;

(5)电力系统负荷水平:  $-20\% \sim +20\%$ 。

在分析中,可根据工程的具体情况,考虑单项指标变动或两项以上的指标同时变动,如某些参数或指标出现变动的概率较大时,应以计及变动因素后的效果指标作为评价的主要依据。

## 第六节 综合利用水利工程的投资分摊

### 一、概述

我国水利工程一般具有综合利用效益,但过去曾对经济核算不够重视,往往将整个工程的投资全由某一水利或水电部门负担,不进行投资分摊,结果常常发生以下几种情况:

(1)负担全部投资的部门认为,本部门效益有限,而负担的投资却很大,因而不愿主办工程,使水资源得不到应有的开发利用;

(2)某部门虽愿主办此工程,但由于受投资额的限制,可能使工程的开发规模偏小,因而其综合效益得不到充分的开发;

(3)某些不承担投资的部门,可能不适当地提出过高的要求,使整个工程投资增加,工期被迫拖延。

在总结过去经验教训的基础上,大家认识到综合利用工程实行投资和年运行费(合称“费用”)分摊的必要性,费用分摊的主要目的为:

(1)合理分配国家资金,保证国民经济各部门有计划按比例地协调发展;

(2)协调各部门对综合利用工程的要求,选择经济上合理的开发方式和规模;

(3)通过投资分摊,可正确计算各部门的效益和费用,以便进行经济核算,不断提高综合利用工程的经营和管理水平。

### 二、综合利用水利工程的投资构成

总投资的构成有以下两种划分法:

第一种分类是将工程投资划分为共用投资和专用投资两大部分。共用投资(common investment)包括为各个受益部门服务的共用工程(例如水库和大坝等建筑物)的投资和为补偿受害部门所需的投资。属于专用投资(special investment)的是只为受益部门本身需要的专用和配套工程的投资,例如电厂、船闸、灌溉引水建筑物等的投资。

第二种分类是把工程投资划分为可分投资和剩余投资两大部分。所谓可分投资(separable investment),是指水利工程中包括某部门与不包括该部门的总投资之差额。显然,某一部门的可分投资比它的专用投资要大一些。所谓剩余投资(residual investment),就是总投资减去各部门可分投资后的差值。

### 三、现行投资分摊方法

#### 1. 按工程任务的主次地位分摊

在综合利用水利工程中,往往有一个部门占主导地位,要求水库运行方式服从它的要求。在此情况下,各次要部门只负担为本身服务的专用建筑物投资,而共用投资由主要部门负担。

#### 2. 按各部门的用水量或所需库容等指标进行比例分摊

各部门用水量有时是结合的,有时不是结合的。因此用水量亦可分为两部分,一部分是共用水量,或称结合用水量,另一部分为专用水量,例如冬季发电专用的水等。可以根据各部门

所需调节水量的多少,按比例分摊共用建筑物的投资,至于专用建筑物的投资,则应由受益部门单独负担。

同理,水库总库容亦可分为两部分,一部分库容为各部门所共用,称共用库容,另一部分库容则为某一部门专用,称为专用库容,例如防洪库容。因此亦可根据各部门所需库容按比例分摊共用投资,由受益部门单独负担专用库容投资。

### 3. 可分费用剩余效益法

国外一般采用这种方法进行综合利用工程的费用分摊,其要点与计算步骤如下:

(1)计算整个水利工程的投资、年费用和平均年效益,求出各部门的可分费用及其替代工程和专用工程的投资和年费用。所谓替代工程,是指具有同等效益的、在技术上可行和经济上合理的替代方案,例如水电站的替代工程可以用凝汽式火电站。

(2)各部门的年效益可有两种表达方式:一是本部门的直接收益,例如发电部门的电费收入;另一是替代工程的年费用,例如修建水电站,可以替代相应规模的火电站,使它的年费用节省下来,这就可作为该水电站的年效益。在上述两种效益计算法算得的效益值中,选择较小者作为本部门的计算年效益。

(3)各部门的计算年效益,减去其可分年费用,即得剩余效益,根据它来求出各部门的分摊百分比。

(4)整个水利工程的年费用,减去各个部门的可分年费用,即得剩余年费用,根据各部门的分摊百分比对它进行分摊,即得出各部门应分摊的剩余年费用。某部门分摊得的剩余年费用加上该部门的可分年费用,即得该部门应负担的年费用。

(5)各部门的年运行费的分摊,亦按上述步骤求得。

(6)各部门的可分投资,加上所求得的剩余投资的分摊额(根据年费用分摊额换算出),即得各部门应承担的投资额。

### 4. 按各部门的效益比例分摊

前面已经提到,各部门的效益常可用替代工程的费用表示,当不具备替代方案条件时,则可用本部门的直接效益(有时防洪、灌溉等部门的直接效益较难计算)表示。

按各部门的效益比例分摊费用,可根据实际情况选用下列任一种方法:

(1)按各部门的效益分摊总费用。

(2)按各部门的效益分摊共用部分费用。

(3)按各部门的效益分摊剩余部分费用。

### 四、进行投资分摊时应注意的几个问题

在规划阶段,可采用较简便的方法进行分摊。在可行性研究和初步设计阶段,可采用可分剩余效益法或按效益比例分摊。

应使任一部门分摊的投资不大于本部门替代工程的投资;各受益部门承担的投资都不应小于可分投资;任一部门至少应承担为该部门服务的专用工程和相应配套工程的投资。

每个综合利用工程的年运行费也应由各受益部门合理分摊,分摊的原则和方法,可比照上述投资分摊的规定进行。

最后对分摊计算结果应进行合理性分析,必要时可在各部门之间进行适当的调整。

根据国家计委 1993 年印发的《建设项目经济评价方法与参数》(第二版)及国家现行财税规定,有关部门编制了《水电建设项目财务评价暂行规定》(试行),现摘录其中一个案例供参

阅。

### 【例 7.6】某水电站财务评价

该水电站装机容量 135 万 kW, 机组 6 台, 年发电量 59.3 亿 kW·h。建设期 9 年, 第一台机组于开工后第 6 年投产发电。

#### 1. 投资计划与资金筹措

(1) 固定资产投资。该水电站静态投资 413 901 万元, 计入建设期物价上涨的价差预备费后, 电站固定资产投资为 566 048 万元, 电站建设期利息 257 488 万元, 电站流动资金 1 350 万元 (10 元/kW), 由式 (7.14), 电站总投资为 824 886 万元; 同理, 专用配套输变电工程总投资 (包括建设期利息 8 507 万元) 为 114 447 万元; 两者合计, 可求出本工程总投资为 939 333 万元。由式 (7.16), 可定出本项目固定资产价值 932 483 万元, 无形资产价值 4 350 万元, 递延资产价值 2 500 万元。

(2) 资金筹措。根据现行规定, 业主在项目建设时必须注入一定量的资本金 (固定资产投资的 30%), 其余资金可从银行借款, 资本金不还本付息, 每年按资本金利润率 15% 分配利润。目前贷款年利率为 11.6%, 借款期限为 15 年。电站流动资金中规定 30% 使用自筹资本金, 70% 可从银行借款, 年利率为 10.98%, 利息计入发电成本, 本金在计算期末一次回收。

#### 2. 基础数据

(1) 上网电量。上网电量为电厂供电量扣除专用配套输变电损失电量; 电厂供电量为有效发电量扣除厂用电量。电站厂用电率取 0.2%, 专用配套输变电损失率取 2.0%。

(2) 基准收益率。按规定, 全部投资的财务基准收益率为 12%, 资本金的财务基准收益率为 15%。

(3) 计算期。本项目建设期 9 年, 包括 3 年的投产期 (初期运行期); 生产期采用 20 年。所以计算期为 29 年。

#### 3. 总成本费用计算

(1) 水电站发电成本主要包括折旧费、摊销费、利息支出以及经营成本 (后者包括修理费、职工工资及福利费、材料费、库区维护费及其他费用, 一般统称为年运行费)。其中折旧费 = 固定资产价值  $\times$  综合折旧率 (取 4.5%); 修理费 = 固定资产价值  $\times$  修理费率 (取 1.0%); 工资按编制 780 人, 职工年工资取 5 000 元; 职工福利费按规定为工资总额的 14%; 库区维护费按电厂供电量每 kW·h 提取 0.001 元; 材料费定额为 1.4 元/kW; 其他费用取 2.4 元/kW。无形资产、递延资产按 10 年摊销。

(2) 专用配套输变电工程成本包括折旧费、经营成本和利息支出三部分。输变电工程的综合折旧率取 4.0%, 经营成本按其投资的 3% 估算。

(3) 总成本费用包括电站发电成本和输变电工程成本。生产期内固定资产投资借款利息和流动资金借款的利息均计入总成本费用内。

#### 4. 发电效益计算

(1) 发电收入。该电站作为电网内实行独立核算的发电项目进行财务评价。发电收入 = 上网电量  $\times$  上网电价。本项目借款期限为 15 年, 在此借款期内按还贷要求测算上网电价为 0.478 元/(kW·h); 还清借款后, 按投资利润率 12% 测算上网电价为 0.276 元/(kW·h)。

(2) 税金。电力销售税金包括增值税和销售附加税金两部分。本项目按销售收入的 17% 计算增值税, 增值税为价外税 (不计入电价内), 仅作为计算销售附加税金的基础。销售附加税

金包括城市维护建设费和教育附加费,分别按增值税额的5%和3%计算。

(3)利润。发电利润 = 发电收入 - 成本费用 - 销售附加税金,税后利润 = 发电利润 - 应缴所得税(税率为33%),从税后利润中提取10%的法定盈余公积金和5%的公益金后,剩余部分为可分配利润;再扣除分配给投资者的应付利润后即为未分配利润,可供归还借款本息用。

#### 5. 清偿能力分析

(1)借款期限与上网电价。本项目固定资产投资的70%从银行借款,要求在借款期限15年内还清本息,按此要求测算的上网电价为0.478元/(kW·h)。

(2)还贷资金。电站还贷资金主要包括利润、折旧费和摊销费等。企业未分配利润可全部用来还贷、折旧费和摊销费的90%可用于还贷。

(3)借款还本付息计算。根据计算结果,项目在机组全部投产后的第6年(开工后第15年)底,可以还清固定资产投资的借款本息。在整个计算期内,累计的盈余资金达1411271万元。

(4)资产负债分析。根据式(7.23),可计算出建设期的负债率高达75.9%,但随着机组投产发电,资产负债率很快下降,在机组全部投产后的第6年,资产负债率仅为0.1%,这说明该项目财务风险较低,偿还债务能力较强。

#### 6. 盈利能力分析

根据全部投产现金流量表计算,本项目的全部投资的财务内部收益率FIRR = 16.7%,大于基准收益率 $i_c = 12\%$ ;财务净现值FNPV为153607万元,大于零。投资回收期11年,即在机组全部投产后的第2年底可收回全部投资。投资利润率12.0%,投资利税率15.3%。本项目资本金的财务内部收益率可达21.9%,大于15%的要求。

#### 7. 敏感性分析

本项目财务评价敏感性分析,主要考察固定资产投资、有效电量、借款期限等不确定因素单独变化对还贷电价和财务内部收益率等财务指标的影响程度。计算结果见表7.2。

表 7.2 财务评价敏感性分析表

序号	项 目	财务内部收益率/(%)		还贷电价/ [元/(kW·h)]
		全部投资	资本金	
1	基本方案	16.7	0.48	0.48
2	固定资产投资增加20%	16.7	0.57	0.57
3	固定资产投资减少20%	16.7	0.38	0.38
4	有效电量增加20%	16.7	0.40	0.4
5	有效电量减少20%	16.7	0.60	0.6
6	借款偿还期12年	18.8	0.67	0.67
7	借款偿还期20年	14.5	0.34	0.34

计算结果表明,除借款期限外,其他不确定因素在一定范围内变化时,财务内部收益率变化不大,但随着借款期限的变化,财务内部收益率变化较大。从还贷电价看,各不确定因素的变化均产生较大影响。以上分析说明,本项目具有一定的抗风险能力。



## 小 结

水利工程经济学是工程经济学的一个分支,是把工程经济学的原理和方法,应用到水利水电建设中的一门边缘学科。其主要任务就是在人类社会对水资源的适应、利用、开发和保护的過程中,求取最佳的综合效益。具体地说,是根据水利建设的技术政策、规章制度、规程规范和财务部门的方针政策,通过技术经济计算,对不同工程措施和工程方案进行经济效果评价。通过经济效果评价,决定工程方案的优劣和取舍。

一般说来,水利工程经济计算的程序和内容大致可分为以下几个方面:

(1)根据拟定的水利技术措施,建立工程比较方案和技术政策,确定水利经济分析的任务和目标。

(2)根据各个阶段的计算任务和精度要求,搜集有关的社会经济资料和技术经济资料,并对资料进行整理和分析研究。

(3)费用计算,包括各比较方案的投资计算、年运行费计算、投资和年运行费的分摊。

(4)效益计算,包括防洪、治涝效益、灌溉、城镇供水效益;水力发电效益及航运、水保、水产、旅游效益等有关经济指标。

(5)经济效果分析,包括经济分析、财务分析、敏感性分析等。

## 思考题与习题

1. 什么是资金的时间价值?
2. 如何绘制资金流程图? 计算基准年如何确定?
3. 6个基本折算公式的意义和适用条件是什么?
4. 当基准年取工程开始受益的第一年初,或各年的投资、费用、效益相同时,你能推导投资、费用、效益折算总值和折算年值的计算式吗?
5. 在经济计算中,静态分析与动态分析的本质差别是什么?
6. 内部收益率、净现值、效益费用比3种方法相比较,回收率法的优缺点是什么?
7. 经济评价与财务评价有何异同?
8. 现行综合利用水利工程投资分摊的方法有哪些? 各方法有何特点?
9. 某水电站水库正常蓄水位已初拟两个方案,如表7.3所示:

表 7.3 某水库投资方案表

方 案	正常蓄水位	水电站总投资 (万元)	水电站补充装机 容量(万 kW)	水电站补充年 发电量(亿度)
1	95	39 527	14.85	5.30
2	105	43 721	6.15	2.54

水电站施工期 6 年,各年均匀投资。

水电站年运行费取为水电站总投资的 3.2%。

火电站补充投资按 800 元/kW 计。火电站施工期 3 年,各年投资相同。

火电站补充固定年运行费取为火电站总投资的 5%。

火电站补充发电量煤耗费按 0.03 元/kW·h。

经济报酬率取 9%(年利率)。

要求:

按年费用最小法对该水电站正常蓄水位进行方案选择。

提示:

水电站经济使用年限 50 的。火电站经济使用年限 25 年,当火电站使用 25 年时,应建成第二座火电站。

投资发生各年年初,效益及年费用发生在各年年末,计算基准时间取在水电站建成年的年末。

火电站年费用 = 固定年费用 + 年运行费

年运行费 = 固定年运行费 + 燃料费

## 第八章 水库兴利调度

### 第一节 水库调度的意义及调度图

前面讨论的都是水利计算方面的问题,核心内容是认证工程方案的经济可行性,并选定水电站及水库的主要参数,待工程建成以后,领导部门和管理单位最为关心的问题是如何将工程的设计效益充分发挥出来。但是,生产实践中水利工程尤其是水库工程在管理上存在一定的困难。主要原因是:水库工程的工作情况与所在河流的水文情况密切有关,而天然的水文情况是多变的,即使有较长的水文资料也不可能完全相同于未来的水文变化。目前水文和气象预报科学的发展水平还不能作出足够精确的长期预报,对河川径流的未来变化只能作一般性的预测。因此,如管理不当可能造成损失,这种损失或者是因洪水调度不当带来的,或者是因不能保证水利部门的正常供水而引起的,也可能是因不能充分利用水资源或水能资源而造成的。

在难以确切掌握天然来水的情况下,管理上常可能出现各种问题。例如,在担负有防洪任务的综合利用水利枢纽上,若仅从防洪安全的角度出发,在整个汛期内都要留出全部防洪库容,等待洪水的来临,这样在一般的水文年份中,水库到汛期后可能蓄不到正常蓄水位,因此减少了充分利用兴利库容来获利的可能性,得不到最大的综合效益。反之,若单纯从提高兴利效益的角度出发,过早将防洪库容蓄满,则汛末再出现较大洪水时,就会措手不及,甚至造成损失严重的洪灾。从供水期水电站的工作来看,也可能出现类似的问题。在洪水期初如水电站过分地增大了出力,则水库很早放空,当后来的天然水量不能满足要求水电站保证的出力时,则系统的正常工作将遭受破坏;反之,如供水期初水电站发的出力过小,到枯水期末还不能腾空水库,而后来的天然来水流量又可能很快蓄满水库并开始弃水,这样就不能充分利用水能资源,白白浪费了大量能源。显然,也是很经济的。

为了避免上述因管理不当而造成损失,或将这种损失减少到最低限度,我们应当对水库的运行进行合理的控制。换句话说,要提出合理的水库调节方法进行水库调度(reservoir dispatching)。为此,应根据已有水文资料,分析和掌握径流变化的一般规律,作为水库调度的依据。

水库调度常根据水库调度图来实现。调度图(dispatching chart)由一些基本调度线组成,这些调度线是具有控制性意义的水库蓄水量(或水位)变化过程线,是根据过去水文资料和枢纽的综合利用任务绘制出的。有了这种图后,我们即可根据水利枢纽在某一时刻的水库蓄水情况及其在调度图中相应的工作区域,决定该时刻的水库操作方法,根据兴利要求编制水库运行方案就是兴利调度(useful dispatching);同理,根据防洪要求编制防洪库容的运行方案就是防洪调度(flood control dispatching),水库基本调度图如图 8.1 所示<sup>[40]</sup>。

应该指出,水库调度图不仅可用以指导水库的运行调度,增加编制各部门生产任务的预见性和计划性,提高各水利部门的工作可靠性和水量利用率,更好地发挥水库的综合利用作用;同时也可用来合理决定和校核水库的主要参数(正常蓄水位、死水位及水电站装机容量等)。

大型水利枢纽在规划设计阶段也常用调度图来全面反映综合利用要求,以及它们内在的矛盾,以便寻求解决矛盾的途径。

绘制水库调度图的基本依据主要有:

(1)来水径流资料,包括时历特性资料(如历年逐月或旬的平均来水流量资料)和统计特性资料(如年或月的频率特性曲线);

(2)水库特性资料和下游水位、流量关系资料;

(3)水库的各种兴利特征水位和防洪特征水位等;

(4)灌溉用水过程线;

(5)水电站保证出力图;

(6)其他综合利用要求,如航运、给水、旅游等部门的要求。

由于水库调度图是根据过去的水文资料绘制出来的,因此它只是反映了以往资料中几个带有控制性的典型情况,而未能包括将来可能出现的各种径流特性。实际来水量变化情况与编制调度图时所依据的资料是不尽相同的,如果机械地按调度图操作水库,就可能出现不合理的结果,如发生大量弃水或者汛末水库蓄不满等情况。因此,为了能够使水库做到有计划地蓄水、泄水和利用水,充分发挥水库的调度作用,获得尽可能大的综合利用效益,必须把调度图和水文预报结合起来考虑,根据水文预报成果和各部门的实际需要进行合理地水库调度。

应该强调指出,在防洪与兴利结合的水库调度中,必须把水库的安全放在首位,要保证设计标准条件下的安全运用。水库在防洪保障方面的作用是要保护国家和人民群众的最根本的利益,尤其当工程还存在一定隐患和其他不安全因素时,水库调度中更要全面考虑工程安全,特别是大坝安全对洪水调度的要求,兴利效益务必要服从防洪调度统一安排,通过优化调度,把可能出现的最高洪水位控制在水库安全允许的范围内,在此大前提下,再统筹安排满足下游防洪和各兴利部门的要求。

## 第二节 年调节水库灌溉调度图的绘制

为满足农作物生长需要,合理安排水库灌溉供水过程,称为水库灌溉调度<sup>[41]</sup>。每年河流的天然来水有丰有枯,农作物的缺水量也不一样,灌溉期开始时水库的蓄水量有多有少。所以,需要在保证水库工程安全的前提下,通过水库灌溉调度,适当地处理来水、用水、蓄水三者之间的关系,以达到合理、充分、科学地利用水资源的目的。

灌溉用水涉及面广,如天然来水、农作物种类及其耕作方式、水库可能提供的水量以及管理水平等。因此,要结合水库灌区的具体情况,认真调查研究,于灌溉用水前,根据长期气象预报,估算当年来水量,拟定用水方案,在水库已蓄水量的情况下,通过调节计算编制水库预报调度线,作为水库当年灌溉调度的依据之一。

水库灌溉调度,就是为了解决河流天然来水与灌溉用水之间的矛盾。同时,也只有在水库安全的条件下,才能发挥其兴利效益,解决这些问题,是通过编制调度图来具体实施的。

在水库灌溉调度过程中,调度图起着重要的指导作用。关于绘制调度图的方法叙述如下。

### 一、选择代表年

绘制年调节水库的灌溉调度图,采用实际代表年法或设计代表年法。

#### 1. 实际代表年法

从实测的年来水量和年用水量系列中,选择年来水量和年用水量都接近灌溉设计保证率的年份3~5年。其中应包括不同年内分配的来水和用水典型,如灌溉期来水量较少、偏前、偏后等各种情况。

兴利调节计算,若原设计用长系列法求得兴利库容  $V_{兴设}$ ,与现在求得的  $V_{兴}$ ,可能不同。则编制调度图时,如果调度线的最高蓄水位,低于正常蓄水位,可选取所需最大蓄水量略高于  $V_{兴设}$  的某一个年份,作代表年之一。

## 2. 设计代表年法

将上述所选择的实际代表年来水量、用水量都分别缩放,转换为与设计保证率相应的设计年来水量、用水量。所求得的各种设计代表年的年来水量、用水量都是相等的,只是其年内分布各不相同而已。

若兴利调节计算原设计代表年法求得兴利库容为  $V_{兴设}$ 。绘制调度图时,所选取的代表年应包括原设计时的代表年。

## 二、计算与绘制兴利调度图

上述两种方法选出代表年后,对所选择的代表年来水量、用水量,作年调节计算。方法与兴利计算相同从死水位开始,逆时序逐月进行水量平衡,遇亏水相加,遇余水相减。一直计算到水库开始蓄水位的时刻为止,即可得出各月末应蓄水量及其相应的库水位。之所以从死水位开始逆时序调节,是因为年调节水库每年供水期末都可降至死水位,只要求供水期开始时水库所蓄水量,能满足用水就可以了。

分别对每个代表年都以同样的方法进行调节计算,得到若干条水库水位与时间的关系线(即调度线),绘于同一图上(图8.1)。连结各月水位的最高点得外(上)包线;连结各月水位的最低点得内(下)包线。外包线与内包线之间,作为正常供水区(normal delivery zone)。外包线以上为加大供水区(excess elivery zone),因为按保证率供水,水库蓄水量不必再多于外包线。如果外包线以上再有多余的水,就可加大供水,故外包线称加大供水线;否则,在外包线以下加大供水,就可能引起正常灌溉供水的破坏,故外包线又称防破坏线(preventive destroy line)。内

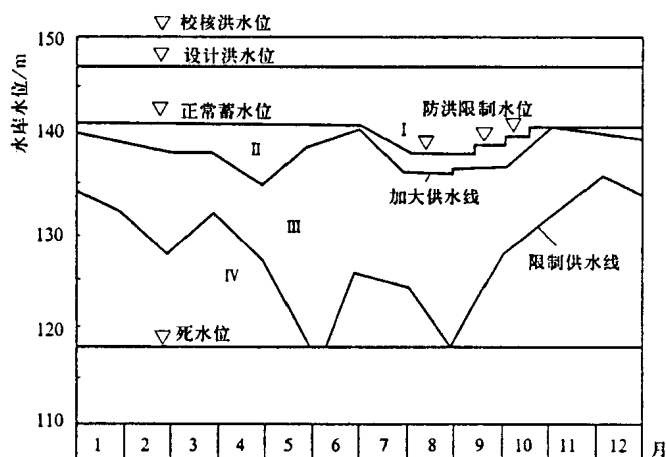


图 8.1 某水库年调节调度图

I 调洪区; II 加大供水区; III 正常供水区; IV 减少供水区

包线以下为减少供水区(reductive delivery zone),因为水库蓄水若低于内包线水位,按保证率供水就没有保证,故应限制供水,尽可能使库水位保持在正常供水区内,故内包线称限制供水线(control delivery line)。

【例 8.1】 已知某水库工程以灌溉为主,兼有防洪、发电、养殖、航运等综合利用效益。灌溉设计保证率  $p = 80\%$ ,若采用年调节,试编制水库调度图。

解:(1)整理有关水库设计资料:①设计年径流特征值:多年平均年径流量  $\bar{W} = 3.59 \times 10^3 \text{ m}^3$ ,  $C_v = 0.38$ ,  $C_s = 2C_v$ ,  $W_{80\%} = 2.41 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。②水库正常蓄水位 141.2 m。③设计洪水位、校核洪水位、防洪限制水位,如图 8.1。④死库容 155 万  $\text{m}^3$ ,死水位 118.0 m。

(2)选择代表年:在水库实测年来水量、供水量系列中,分别选择几个接近设计保证率的代表年,其逐月来水量、供水量统计于表 8.1 中。

表 8.1 代表年来水、供水量统计表 单位:万  $\text{m}^3$

分类	实测 代表 年	经验 频率	月 份												全 年
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
来 水	1977	72	354	34	771	4 728	5 933	443	8 965	2 014	1 536	2 481	1 495	597	29 660
	1978	78	474	423	1 360	1 074	2 516	5 369	5 950	1 603	619	787	972	456	21 603
	1972	83	540	480	2 815	1 788	3 950	3 016	1 008	302	2 061	2 153	2 818	549	21 480
	1976	89	859	940	1 446	1 050	3 651	1 881	2 798	1 054	1 169	2 116	1 163	653	18 780
供 水	1977	72	208	185	515	954	2 731	3 747	2 558	3 445	1 938	1 980	1 580	337	20 178
	1972	78	1 177	1 138	1 340	3 216	3 486	4 238	3 540	1 638	621	520	111	305	21 331
	1989	83	1 276	1 457	1 670	1 328	2 184	2 270	3 190	3 136	1 368	999	1 440	1 432	21 750
	1976	89	1 330	1 347	1 591	2 076	3 301	4 117	2 947	1 785	1 008	519	1 385	712	22 118

注:来水量为水库净水量,已扣除蒸发、渗漏及上游用水;供水量为水库灌溉毛供水量,系按年调节估算。

(3)各代表年分别作逆时序调节计算:表 8.2 为  $p = 78\%$  的调节计算,由供水期末死水位开始起调,作逆时序计算,遇亏水量相加,余水量相减,一直计算到次年 6 月,6 月份只需蓄水 858  $\text{m}^3$  就可以了,而来水为 1 130  $\text{m}^3$  则可按来水量与供水量的比例,求出 6 月份蓄水的天数为  $(858/1 130) \times 30 = 23$  天,故从 6 月 8 日开始蓄水即可。

以  $\Sigma ② - \Sigma ③ = \Sigma ④ - \Sigma ⑤ = 272 \text{ m}^3$  (弃水量)作校核。

各代表年逆时序调节计算成果汇总于表 8.3。

(4)绘制年调节水库调度图:根据表 8.3 中频率 78%、83%、89% 三个代表年中各月蓄水位最大值为上包线(加大供水线)的月末水位,各月蓄水位最小值为下包线(限制供水位)的月末水位。点绘在图中,见图 8.1,并在图中绘出死水位、正常蓄水位、防洪限制水位、设计洪水位和校核洪水位,即得年调节水库调度图。

还需说明:当水库水位超过灌溉调度图中的加大供水线时,并不是加大单位面积上的灌溉水量。而是指可以扩大灌溉面积或增加发电、工业、航运等部门的供水量。

### 第三节 多年调节水库灌溉调度图的绘制

多年调节水库灌溉调度图绘制的基本原理,与年调节水库灌溉调度图相同,都是通过水量

表 8.2  $p = 78\%$  的实测代表年逆时序调节计算表

月 份	来水量/ $10^4 \text{ m}^3$	供水量/ $10^4 \text{ m}^3$	来水量 - 供水量		月末蓄 水 量/ $10^4 \text{ m}^3$	月末库容/ $10^4 \text{ m}^3$	月末水位/ m	弃水量/ $10^4 \text{ m}^3$	缺水量/ $10^4 \text{ m}^3$
			+	-					
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	
6	5 369	4 239	1 130		858	1 013	126.6	272	
7	5 950	3 540	2 410		3 268	3 423	136.4		
8	1 603	1 638		35	3 233	3 388	136.3		
9	619	621		2	3 231	3 386	136.2		
10	787	520	267		3 498	3 653	136.8		
11	972	111	861		4 359	4 514	139.3		
12	456	305	151		4 510	4 665	139.6		
1	474	1 177		703	3 807	3 962	137.6		
2	423	1 138		715	3 092	3 247	135.4		
3	1 360	1 340	20		3 112	3 267	135.6		
4	1 074	3 216		2 142	970	1 125	127.3		
5	2 516	3 486		970	0	155	118.0		
$\Sigma$	21 603	21 331	4 839	4 567					

表 8.3 各种频率实测代表年逆时序调节计算成果汇总表

频 率	各 月 末 蓄 水 位 /m												弃水量/ $10^4 \text{ m}^3$	缺水量/ $10^4 \text{ m}^3$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
72	118.0	118.0	118.0	119.6	136.4	118.0	131.2	123.6	118.0	119.4	118.0	118.0	9 482	
78	137.6	135.4	135.6	127.3	118.0	126.6	136.4	136.3	136.2	136.8	139.3	139.6	272	
83	131.4	127.1	132.1	133.8	139.0	140.8	134.8	118.0	127.4	132.4	136.8	134.2		270
89	139.2	138.1	137.9	134.6	135.4	126.9	125.8	118.0	137.0	141.1	140.6	140.1		3 338
上包线	139.2	138.1	137.9	134.6	139.0	140.8	136.4	136.3	137.0	141.1	140.6	140.1		
下包线	131.4	127.1	132.1	127.3	118.0	126.6	125.8	118.0	127.4	132.4	136.8	134.2		

注:为了灌溉供水的安全,以频率 78%、83%、89% 三个代表年的月末蓄水位绘制上、下包线。

平衡调节计算,求出加大供水线和限制供水线。所不同的地方在于多年调节的灌溉供水量超过了完全年调节的供水量,需要将丰水年的水量蓄在水库里供枯水年使用。故多年调节水库一方面调节年内来水量,另一方面调节年际之间的来水量。为此,多年调节水库调度图与年调节比较,不仅反映出供水量增多,而且正常供水区的范围也较大。

多年调节水库灌溉调度线,仍为加大供水线和限制供水线,如图 8.2,其绘制方法也采用代表年法。

#### 一、多年调节水库加大供水和限制供水的条件

判断多年调节水库加大供水的两个条件:①多年库容已经蓄满;②年来水量大于年供水量,有多余水量。为保证枯水年用水,在不动用多年库容  $V_{\text{多年}}$  蓄水量的条件下,有余水才能加

大供水。

判断多年调节水库限制供水的条件:①多年库容已经放空;②年来水量小于供水量,须限制供水。在第一个条件的情况下,年来水量又不能满足年供水要求,则只好限制供水量。

根据上述分析,必须先知道多年库容  $V_{\text{多年}}$  是多少,为此须要按年来水量和年供水量相当的年份进行调节计算,求出年库容  $V_{\text{年}}$  和一年的库水位变化过程,才能将兴利库容  $V_{\text{兴}}$  划分为多年库容  $V_{\text{多年}}$  与年库容  $V_{\text{年}}$ 。

## 二、 $V_{\text{多年}}$ 和 $V_{\text{年}}$ 的确定

确定  $V_{\text{多年}}$  和  $V_{\text{年}}$  有两种情况:

(1)要用数理统计法求得  $V_{\text{兴}}$ ,则  $V_{\text{多年}}$  与  $V_{\text{年}}$  的推求方法,已在第四章中讲述。

(2)若用长系列时历法求  $V_{\text{兴}}$ ,由于  $V_{\text{多年}}$  与  $V_{\text{年}}$  没有分开,在编制调度图时,需要先确定  $V_{\text{多年}}$  与  $V_{\text{年}}$ 。其方法是:先计算出  $V_{\text{年}}$ ,则  $V_{\text{多年}} = V_{\text{兴}} - V_{\text{年}}$ 。选择几个来水量等于用水量的年份,分别进行调节计算,所求得的几个  $V_{\text{年}}$ ,可能相差较大。为了使水库在运行过程中不动用多年库容,可初步选取较大的  $V_{\text{年}}$ 。 $V_{\text{年}}$  取得较大,则  $V_{\text{多年}}$  较小,所求得的加大供水线是否合理,应通过长系列操作检验,必要时适当调整  $V_{\text{年}}$  与  $V_{\text{多年}}$ 。

## 三、灌溉调度线的调节计算与绘制

### 1. 推求加大供水线

推求加大供水线可采用代表年法。该法选择代表年的方法有两种:一种是选择几个年来水量略等于年供水量的年份,其中应包括确定  $V_{\text{年}}$  的那一年。另一种方法是所谓“虚拟代表年法”,它确定代表年的来、用水过程,是根据历年净来水量  $W_{\text{净}}$  和毛供水量  $W_{\text{毛}}$ ,分别计算出两条经验频率曲线,其交点处  $W_{\text{净}} = W_{\text{毛}}$ ,将第一种方法的各代表年都缩放为交点处的水量,得来水、供水相等的不同年内分配的代表年。

对上述所选择的代表年,分别从供水期末开始逆时序调节计算,得出各年各月所需的蓄水量,取各月所需蓄水量的同期最大值,再加上  $V_{\text{多年}}$ ,换算为库水位,得外包线,即加大供水线。要注意所绘的加大供水线年初、年末要相衔接,否则需作适当修改。

### 2. 推求限制供水线

限制供水线的推求,是根据限制供水的条件,对各代表年从供水期末逆时序调节计算,求得各年各月末所需的蓄水量,取同期最小值,再加上死库容,换算为库水位,得内包线,即限制供水线。

【例 8.2】据例 8.1 中水库近期规划,综合灌溉面积 70 万亩,综合毛灌溉定额为  $441 \text{ m}^3/\text{亩}$ ,则水库毛灌水量为  $441 \times 70 = 30800 \text{ 万 m}^3 >$  设计来水量( $W_{80\%}$ )  $24100 \text{ 万 m}^3$ ,故需要多年调节。试编制调度图。

解:(1)按灌溉面积比例放大各年水库供水量并统计年来水、供水经验频率,如表 8.4;绘制经验频率曲线如图 8.3,得交点的年来、供水量为  $34000 \text{ 万 m}^3$ 。

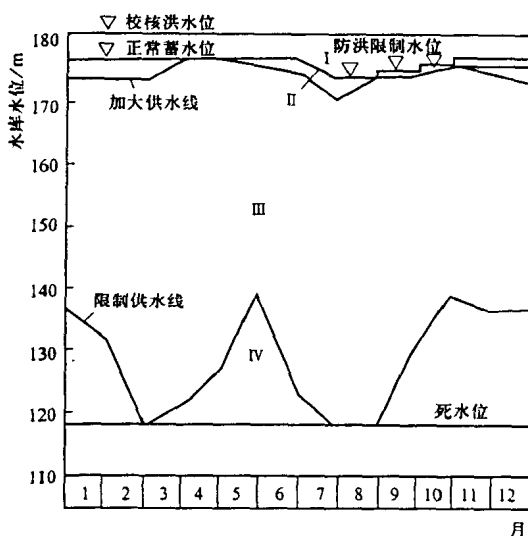


图 8.2 多年调节水库灌溉调度图



(2)选择来、供水经验频率曲线交点附近的 3 个典型年,现分别缩放为 34 000 万  $\text{m}^3$  的年来、供水过程线,并分别对各典型年从供水期末作逆时序调节计算。下面仅以  $p = 56\%$  代表年为例说明,如表 8.5。

(3)绘制水库灌溉调度线:取各代表年调节计算结果中,同期月末蓄水量的最大值加上  $V_{\text{多年}}$  和  $V_{\text{死}}$ ;同期月末蓄水量的最小值加上  $V_{\text{死}}$ ,如表 8.6,分别查库容曲线,得加大供水线和限制供水线如图 8.2(由兴利调节计算得:  $V_{\text{死}} = 155$  万  $\text{m}^3$ ,  $V_{\text{多年}} = 22\,800$  万  $\text{m}^3$ ,  $V_{\text{年}} = 7\,828$  万  $\text{m}^3$ ,  $V_{\text{兴}} = 22\,800 + 7\,828 = 30\,628$  万  $\text{m}^3$ )。

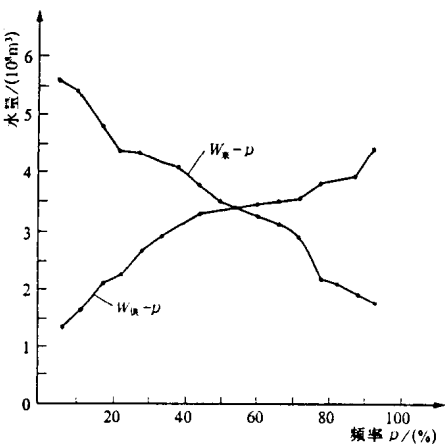


图 8.3 某水库年来水、供水量经验频率曲线

表 8.4 某水库年来水量、供水量经验频率计算表

序号	经验频率 $p/\%$	来 水			供 水	
		年 份	年径流/ $10^8 \text{m}^3$	年 份	50 万亩供水量/ $10^8 \text{m}^3$	70 万亩供水量/ $10^8 \text{m}^3$
1	5.6	1983	5.666	1983	1.117	1.342
2	11.1	1975	5.423	1979	1.382	1.660
3	16.7	1971	4.835	1975	1.815	2.180
4	22.2	1979	4.440	1982	1.892	2.272
5	27.8	1982	4.425	1980	2.228	2.676
6	33.3	1973	4.206	1971	2.420	2.906
7	38.9	1967	4.065	1973	2.561	3.076
8	44.4	1980	3.705	1967	2.725	3.273
9	50.0	1968	3.454	1974	2.809	3.374
10	55.6	1974	3.430	1968	2.812	3.377
11	61.1	1970	3.247	1970	2.858	3.432
12	66.7	1969	3.165	1978	2.880	3.432
13	72.2	1977	2.966	1977	2.941	3.532
14	77.8	1978	2.160	1972	3.110	3.735
15	83.3	1972	2.148	1969	3.171	3.808
16	88.9	1976	1.878	1976	3.225	3.873
17	94.4	1981	1.754	1981	3.649	4.383
$\Sigma$			60.967		43.587	52.358
$\bar{W}$			3.590		2.564	3.080

#### 第四节 当年水库灌溉计划调度图的绘制

##### 一、当年水库灌溉计划调度线的绘制

无论年调节水库还是多年调节水库,当年的灌溉计划调度线的绘制方法步骤都是相同的。调节计算的原理与前面所述一样。不同之处在于要从当年的实际情况出发,主要有三点:①当年各月来水量采用中长期水文预报值;②用水量是根据当年灌溉计划求出来的;③调节计算从当年年初水库的实际蓄水位开始,顺时序计算。调节计算与绘制调度线都要注意,水库蓄水位在汛期一般不能高于防洪限制水位,如果库水位超过防洪限制水位,没有特殊措施,则应弃水。

表 8.5  $p = 56\%$  代表年缩放年来、供水量均为 34 000 万  $\text{m}^3$ , 逆时序调节计算表

月 份	代表年 来水量/ $10^4 \text{m}^3$	代表年 供水量/ $10^4 \text{m}^3$	虚拟代表 年来水量/ $10^4 \text{m}^3$	虚拟代表 年供水量/ $10^4 \text{m}^3$	来水量 - 供水量		月末 蓄水量/ $10^4 \text{m}^3$	月末 库容/ $10^4 \text{m}^3$
					+	-		
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
3	2 072	1 843	2 054	1 856	198		198	
4	4 301	3 412	4 264	3 435	829		1 027	
5	7 126	3 739	7 064	3 765	3 299		4 326	
6	2 548	4 788	2 526	4 821		2 295	2 031	
7	2 893	1 843	2 868	1 856	1012		3 043	
8	5 951	3 411	5 899	3 434	2 465		5 508	
9	2 687	2 533	2 664	2 549	115		5 623	
10	3 862	2 309	3 828	2 325	1 503		7 126	
11	1 069	1 903	1 060	1 916		856	6 270	
12	629	1 430	624	1 440		816	5 454	
1	301	3 698	298	3 723		3 425	2 029	
2	858	2861	851	2 880		2 029	0	
$\Sigma$	34 297	33 770	34 000	34 000	9 421	9 421		
缩放系数			0.991 3	10 068				

表 8.6 多年调节水库调度线计算表

月 份		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
月末蓄水量/ $10^4 \text{m}^3$	$p = 50\%$	4 923	5 574	7 693	7 828	7156	286	0	20	1 544	4 258	4 507	4 516
	$p = 56\%$	2 029	0	198	1 027	4 326	2 031	3 043	5 508	5 623	7 126	6 270	5 454
	$p = 61\%$	3 382	1 831	2 312	4 887	5 434	6 258	1 507	0	4 404	4 871	3 299	3 381
月末最大蓄水量 $W_{\text{最大}}/10^4 \text{m}^3$		4 923	5 574	7 693	7 828	7 156	6 258	3 043	5 508	5 623	7 126	6 270	5 454
$(W_{\text{最大}} + V_{\text{多年}} + V_{\text{年}})/10^4 \text{m}^3$		27 878	28 529	30 648	30 783	30 111	29 213	25 998	28 463	28 578	30 081	29 225	28 409
加大供水线水位/m		173.2	174.0	176.2	176.4	176.0	174.8	170.8	174.0	174.1	175.9	174.8	173.8
月末最小蓄水量 $W_{\text{最小}}/10^4 \text{m}^3$		2 209	0	198	1 027	4 326	286	0	0	1 544	4 258	3 299	3 381
$(W_{\text{最小}} + V_{\text{死}})/10^4 \text{m}^3$		2 184	155	353	1 182	4 481	441	155	155	1 699	4 413	3 454	3 536
限制供水线水位/m		132.1	118.0	121.6	127.4	139.2	122.4	118.0	118.0	130.2	138.8	136.4	136.5

经过调节计算,绘出水库水位过程线,即为当年灌溉计划调度线(planning dispatching chart)。

## 二、灌溉调度图的应用

前述的调度图,系根据历史水文资料统计分析绘制的,故称为统计调度图(statistical dispatching chart),如图 8.1、图 8.2。当年灌溉计划调度线与统计调度图线在一起,作为指导水库调度运行的依据。

由于年初编制计划调度线的根据是长期水文预报,可能误差较大。所以在水库灌溉供水调度中,使用计划调度线要结合中、短期水文预报和统计调度图,使供水期调度更加合理。

如图 8.4,若当时库水位在加大供水区(Ⅱ区),按统计调度图和计划调度线应该加大供水,如果短期预报近期干旱,则应控制加大供水或正常供水,以防今后缺水。若当时库水位在

正常供水区(Ⅲ区),短期预报有大水,则可适当加大供水,以防止或减少弃水。若当时库水位高出限制供水线不多,短期预报来水少,则应节约用水,及早采取措施。

总之,在水库运用过程中,要根据水库当时水位、统计调度图、计划调度图、以及中短期水文预报,认真分析,灵活掌握,以确定调度方案是正常供水、加大供水或减少供水。

还需指出:水库经过几年运行之后,增加了水文资料,特别是出现了特大小值之后,应该重新调节计算,修正统计调度图。

【例 8.3】 编制某水库某年计划调度线

(1)统计分析当年灌溉用水计划,见参考文献 [7]。

(2)推算年来水量:根据省、地、县气象台预报,相当于 1985、1988 年降雨情况。经验频率  $p$  为 50%(中水年),选择 1988 年为代表年,并参考原设计资料,预报年降水量 944.4 mm,推算各月径流量如表 8.7。表中径流系数采用经验值:流域面积 770 km<sup>2</sup>,地面径流量 = 径流深 × 流域面积,总径流量 = 地面径流量 - 基流(基流为  $3.22 \times 10^6 \text{ m}^3$ )。

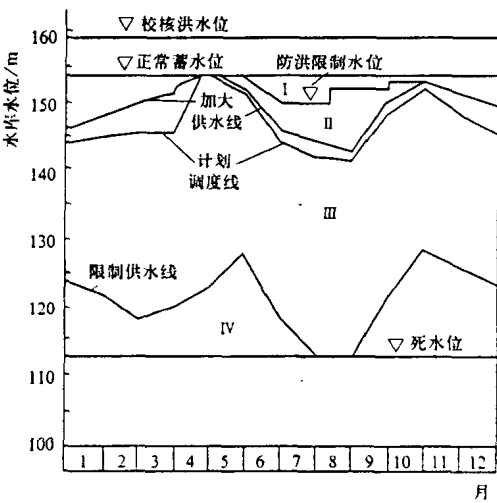


图 8.4 某水库统计调度图与计划调度线

表 8.7 某水库预报某年来水量计算表

月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合计
预报降雨量/mm	9.1	46.5	70.8	130	110	80	130	70	130	100	60	8	944.4
径流系数 $\alpha$	0.019	0.34	0.34	0.588	0.46	0.12	0.39	0.247	0.501	0.493	0.287	0.047	
径流深 $R/\text{mm}$	0.173	15.81	24.07	76.44	50.60	9.60	50.7	17.29	65.13	49.30	17.22	0.376	376.7
地面径流量/ $10^6 \text{ m}^3$	0.13	12.17	18.54	58.86	38.96	7.39	39.04	13.31	50.15	37.96	13.26	0.29	290.06
总径流量/ $10^6 \text{ m}^3$	3.35	15.39	21.76	62.08	42.18	10.61	42.26	16.53	53.37	41.18	16.48	3.51	328.70

(3)水库蒸发渗漏损失计算:以( $V_{\text{兴}}/2 + V_{\text{死}}$ )相应的水库水面面积 4750m<sup>2</sup> 乘蒸发量,得蒸发损失水量。渗漏水量按(70 mm/月 × 4750m<sup>2</sup>)计算,其结果如表 8.8。

(4)水库计划调度线的计算:见表 8.9,①、②栏抄自表 8.7。该水库以灌溉为主,灌溉用水可先发电,除灌溉用水发电外,还需另增加的发电水量列入④栏,⑤栏抄自表 8.8。

调节计算第⑨栏,第一个数  $65.75 \times 10^6 \text{ m}^3$  为实测水库蓄水量,顺时序调节至 4 月末,为  $132.90 \times 10^6 \text{ m}^3$ ,超过了正常蓄水位 154.0m 的相应蓄水量  $129.19 \times 10^6 \text{ m}^3$ ,超过值  $4.71 \times 10^6 \text{ m}^3$  则为弃水,填入⑩栏,由⑨栏查库容曲线得⑪栏。然后,由①栏与⑪栏绘制水库当年的计划调度线。还需说明,汛期 7、8、9 月的蓄水量均未超过防洪限制水位,故无弃水,否则,应弃水使水库蓄水位等于防洪限制水位。调节计算至 10 月末,水库蓄水量虽然超过了防洪限制水位 152.0 米,相应蓄水量  $113.59 \times 10^6 \text{ m}^3$ ,但已是汛后,对防洪没有影响,故可多蓄水以增加兴利。

表 8.8 某水库水量损失估算表

月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合计
蒸发量/mm	10.5	15.7	59.1	84.4	135.6	135.4	147.6	125.1	105.2	56.1	24.6	13.7	913
蒸发损失量/ $10^4 \text{ m}^3$	4.99	7.46	28.1	40.1	64.4	64.3	70.1	59.4	50.0	26.6	11.7	6.5	433.7
渗漏量/ $10^4 \text{ m}^3$	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	399
合计	38.24	40.71	61.35	73.35	97.65	97.55	103.35	92.65	83.25	59.85	44.95	39.75	832.7

表 8.9 某水库计划调度线计算表

月 份	预报来 水量/ $10^6 \text{ m}^3$	水库供水量/ $10^6 \text{ m}^3$				来水量 - 供水量		月末蓄 水量/ $10^6 \text{ m}^3$	弃水量/ $10^6 \text{ m}^3$	月末 水位/ m
		灌溉	发电	损失	合计	+	-			
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	10	11
12								65.75	144.1	
1	3.35	0	0	0.38	0.38	2.97		68.72		144.6
2	15.39	10.1	0.8	0.41	11.31	4.08		72.80	145.6	
3	21.76	18.8	2.3	0.61	21.71	0.05		72.85		145.7
4	62.08	1.3		0.73	2.03	60.05		128.19	4.71	154.0
5	42.18	64.2		0.98	65.18		23.00	105.19		150.9
6	10.61	47.5		0.98	48.48		37.87	67.32		144.4
7	42.26	49.4		1.03	50.43		8.17	59.15		142.5
8	16.53	22.1		0.93	23.03		6.50	52.65		141.1
9	53.37	2.9	9.0	0.83	12.73	40.64		93.29		148.9
10	41.18	15.6		0.60	16.20	24.98		118.27		152.5
11	16.48	15.0	33.0	0.45	48.45		31.97	86.30		147.9
12	3.51	0	15.0	0.40	15.40		11.89	74.43		145.8
合计	328.7	246.9	60.1	8.33	315.33	132.77	119.38			

## 第五节 发电调度图的绘制

### 一、发电调度的意义

电力系统对运行水电站提出了两个基本要求：系统工作的可靠性和经济性。这两个要求之间是有矛盾的。水电站在运行过程中如何解决这一矛盾呢？对无调节和日调节水电站来说，可通过可靠的短期水文预报获得未来一日的来水，合理安排水电站在系统负荷图上的工作位置，即可较好地解决两者之间的矛盾。但对于长期调节的水电站而言，情况就较复杂，由于目前水文和气象预报还不能对未来较长时期内的天然来水作出准确的预报，这就给水电站的运行管理带来不少困难。例如，年调节水电站，在供水期为了多发电，既不顾及水库现存水量的多少，又不考虑未来天然来水的情况如何而盲目加大出力，结果可能在供水期结束之前水库就提前放空，这样就使汛前一段时间在天然来水很枯的情况下运行。不能满足保证出力的要求，

造成正常供电的破坏。相反,如果为避免发生上述情况,在供水期不敢放水,结果后期来水较丰,以致在洪水到来时水库还未放空,而很快被蓄满,被迫造成大量弃水,使水利资源未能充分利用,同样的问题也可发生在蓄水期。

为了避免或减少上述问题的发生,在水库入流无长期预报的情况下,可利用历史的径流统计资料,拟定出年内各时刻的库水位(或蓄水量)来决策水库的蓄泄过程,以确保设计范围内的正常供电(水)和减少丰水期的无益弃水。同时拟定出不同情况下的调度规则,使其较好地满足各方面的要求,获得较大的综合效益。

如果水库调度同时结合预报进行,则称为水库预报调度,这样会获得更大的综合效益。

水电站水库调度图的绘制一般要研究下列几方面的问题,并达到相应的要求。

(1)水电站的保证运行方式,以保证遇到设计枯水年份能按照保证出力工作,不使正常工作遭受破坏。

(2)利用多余水量的运行方式,合理利用丰、平水年多余水量,争取多发电,少弃水,节约火电的煤耗。

(3)特枯水年的运行方式,当遇到设计保证率以外的特殊枯水年时,尽量减轻正常工作的破坏程度。

(4)其他方面的要求,要兼顾防洪、供水、灌溉、养殖、排沙放淤、环保等方面的要求,使获得最大的综合利用效益。

## 二、水库调度图的绘制

### 1. 调度图的组成

水力发电调度图是由基本调度线及附加调度线组成<sup>[42]</sup>。

基本调度线(basic dispatching line):包括上基本调度线(又称防破坏线)、下基本调度线(又称限制出力线)。它体现了水电站保证运行方式。

附加调度线(additional dispatching line):包括一组加大出力线(excess output line)、降低出力线(lowering output line)和防弃水线(preventive surplus water line)。是体现水电站在丰水年对多余水量的利用方式及在枯水年的利用方式。

上述调度线将全图划分为保证出力区(firm output zone)、降低出力区(lowering output zone)、防洪区(preventive flood zone)(图 8.5)。

### 2. 年调节水电站基本调度线的绘制

基本调度线的作用是在设计保证率范围内,能保证正常供水而不遭受破坏。也就是来水大于或等于设计枯水年情况下能够保证正常供水,直到供水期末水量正好用完。因此,基本调度线的绘制,只须选择年水量大于、等于设计枯水年的那些年份,自供水期末,根据保证出力的要求,由死水位开始进行逆时序水能计算,求出各时刻的水库蓄水量,便可绘出库水位过程线。

在研究基本调度线绘制时,要先将供水期与蓄水期分开,分别绘制供水期与蓄水期的基本调度线。

#### (1)供水期基本调度线的绘制。

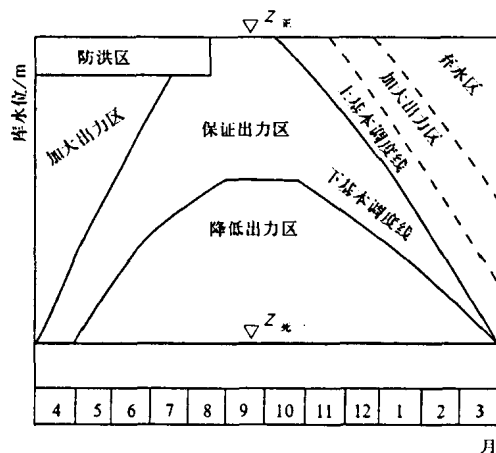


图 8.5 年调节水电站调度图

①选择符合设计保证率的若干典型年,并修正其流量过程,选择典型年的条件是:供水期的平均出力应等于设计保证出力,供水期的终止月份与大多数年份的终止月份相同。

②对修正后的各年供水期的来水过程,按保证出力,自供水期末死水位开始逐时段(月)进行逆时序计算,至供水期初,求得各典型年份保证出力时的水库蓄水指示线。

③将各年的水库蓄水指示线点绘在同一张图上,取各年蓄水指示线的上下包线,如图 8.6(a)即得上、下基本调度线。

考虑到运行中可能遇到这样的枯水年份,即从供水期开始时,水库就不得不沿着下基本调度线  $dc$  按保证出力工作,结果至  $t_c$  时刻,水库就被放空。若该年  $t_c$  以后来水仍较少,水库就无法补充供水,那样就只能以很枯的天然来水工作,致使正常供水遭受较大的破坏,为避免这种情况发生,对下基本调度线可作以下修正,即令供水期的结束点与上基本调度线重合于  $a$  点,以  $da$  线作为下基本调度线,如图 8.6(b)所示。

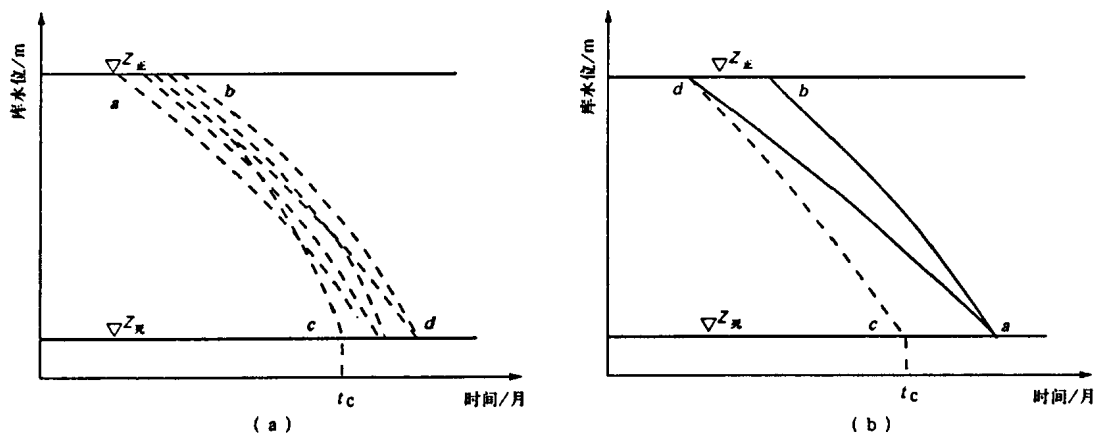


图 8.6 供水期基本调度线的绘制

(2)蓄水期基本调度线的绘制。蓄水期水库发电调度图的任务是:在保证水电站正常工作和水库蓄满的前提下,应尽量利用多余水量加大出力,以增加水电站的发电量。蓄水期基本调度线的绘制方法,与供水期基本调度线的绘制方法一样,也是根据各典型年的设计来水过程,从各年的蓄水期末,自正常蓄水位开始,按保证出力进行逆算,求得各年相应的水库蓄水指示线,同样取上下包线为上、下基本调度线,如图 8.7(a)。

关于下基本调度线的起点  $h$ ,为了防止由于汛期来得较迟,而过早地降低出力可能引起正常工作的破坏,常将  $h$  点向后移至汛期出现最迟的时刻  $h'$  点,如图 8.7(b)。

将供、蓄水期基本调度线合并绘于一张图上,便得到水电站水库的基本调度图(图 8.8)。

以上是基本调度线按供、蓄水期分别绘制方法。有时也可按整个调节期(年)连续绘制,其作法是从供水期末死水位开始,逆时序计算至供水期初,又接着推算至蓄水期初。库水位回落到死水位为止,然后取上下包线,并进行修正得出上、下基本调度线。两种绘制方法的成果基本是一致的。

对于基本调度线的绘制,在径流年内分配特性不大稳定的河流上,可多选几个径流年内分配不利的典型年进行计算,以提高防破坏线的可靠性。

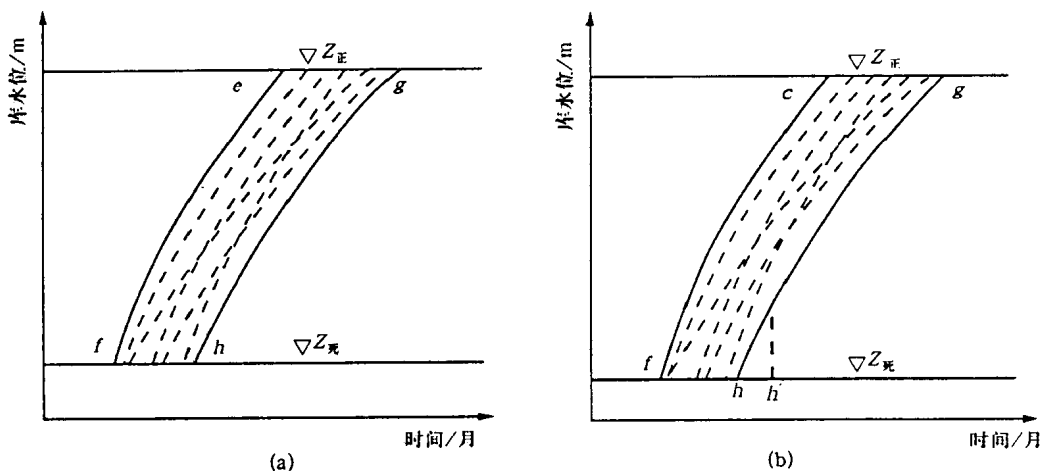


图 8.7 蓄水期基本调度线的绘制

当采用电算时,可将全部已有的实测入库径流系列按上述方法,逐年推算,取历年水库蓄水指示线的上包线,则更为妥当。

【例 8.4】某年调节水电站水库,其正常蓄水位为 144 m,死水位为 130 m,水库总库容  $2\,346 \times 10^6 \text{ m}^3$ ,水电站设计保证率为 85%,最大水头为 44 m,装置 4 台 2 000 kW 机组。现要求绘制水电站水库的基本调度线。

(1) 水库基本资料。

① 坝址径流资料 28 年(1964~1991 年)(略)。

② 坝址下游水位流量关系曲线资料(略)。

③ 水位库容曲线资料(略)。

(2) 绘制基本调度线。

① 根据径流资料按等流量调度计算法,推求各年供水期的平均出力,见表 8.10(以 1981 年为例)。

② 推算各年供水期平均出力的保证率,见表 8.11,并选取与设计保证率相近似的 1981 年为保证出力代表年。

③ 选择与设计保证率  $p = 85\%$  供水期调节流量相近,而供水起迄日期不同的若干年为典型,并以 1981 年供水期入库流量为准,进行修正,得出典型年各月入库流量,如表 8.12。

修正系数  $\alpha = \frac{\bar{Q}_{85\%}}{\bar{Q}_{典}}$ 。 $\bar{Q}$  表示年平均流量。

④ 按月出力等于保证出力要求,分别对各典型年供水期修正后的入库流量,自死水位 130 m 开始逆时序进行调节计算,如表 8.13。

⑤ 以同样方法计算各年蓄水期入库水量的保证率,并选取与设计保证率相近的 1982 年为计算代表年,同样选若干与 1982 年蓄水期水量相近但起迄日期不同的年份为典型,经修正后,按保证出力要求,自正常蓄水位开始进行逆时序计算,得出各典型逐月水库水位(计算从略)。

⑥ 将以上计算所得各典型年供、蓄水期各时刻的水位,点绘于坐标图上,作出上、下包线,

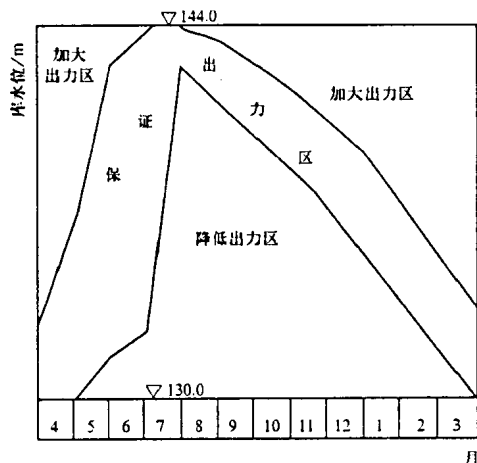


图 8.8 某水库基本调度线图

加以修正,得出水电站水库基本调度线如图 8.8。

表 8.10 1981 年供水期出力计算表

月 份	入库 流量 $Q_{入}/$ ( $m^3/s$ )	调节 流量 $Q_{调}/$ ( $m^3/s$ )	水库存 放水量 $\Delta V/$ ( $m^3/s \cdot 月$ )	月末库 蓄水量 $V_2/$ ( $m^3/s \cdot 月$ )	月末 库水位 $Z_{上}/$ m	平均库 水位 $\bar{Z}_{上}/$ m	平均下 游水位 $\bar{Z}_{下}/$ m	平均 水头 $\bar{H}/$ m	出力/ kW
8	6.42	7.92	-1.50	68.26	144.0	143.8	100.2	43.6	2 935
9	3.18	7.92	-4.74	66.76	143.6	142.9	100.2	42.7	2 875
10	2.94	7.92	-4.98	62.02	14.2	141.4	100.2	41.2	2 774
11	2.92	7.92	-5.01	57.04	140.5	139.7	100.2	39.5	2 659
12	2.52	7.92	-5.04	52.03	138.8	137.7	100.2	37.5	2 525
1	2.12	7.92	-5.80	46.63	136.6	135.3	100.2	35.1	2 363
2	4.53	7.92	-3.39	40.83	134.0	13.1	100.2	32.7	2 215
3	4.38	7.92	-3.54	31.44	132.2	131.1	100.2	30.0	2 080
平均值				33.90	130.0				2 553

表 8.11 供水期平均出力保证率计算表

序 号	年 份	出 力/ kW	$p = \frac{m}{n+1} \%$	序 号	年 份	出 力/ kW	$p = \frac{m}{n+1} \%$
1	1975	4 020	3.4	15	1 955	3 062	51.7
2	1970	3 952	6.9	16	1965	3 049	55.2
3	1972	3 617	10.3	17	1962	3 014	58.6
4	1961	3 552	13.8	18	1974	3 014	62.1
5	1981	3 462	17.2	19	1966	2 911	65.5
6	1958	3 410	20.7	20	1976	2 850	69.0
7	1969	3 362	24.1	21	1967	2 808	72.4
8	1980	3 362	27.6	22	1963	2 734	75.9
9	1977	3 275	31.0	23	1968	2 650	79.3
10	1954	3 214	34.5	24	1959	2 627	82.8
11	1979	3 198	37.9	25	1971	2 553	86.2
12	1973	3 149	41.4	26	1964	2 482	89.7
13	1959	3 120	44.8	27	1978	2 462	93.1
14	1960	3 101	48.3	28	1956	2 453	96.6

表 8.12 1988 年供水期流量修正计算表

$\alpha = 1.039$

月 份	7	8	9	10	11	12	1	2	3
1988 年流量/( $m^3/s$ )	5.57	6.17	3.06	2.81	2.81	2.42	2.02	4.35	4.22
1981 年流量/( $m^3/s$ )	5.78	6.42	3.18	2.94	2.92	2.52	2.10	4.53	4.38



表 8.13 1988 年供水期调节计算表

月 份	入库 流量 $Q_{入}/$ ( $m^3/s$ )	调节 流量 $Q_{调}/$ ( $m^3/s$ )	水库存 放水量 $\Delta V/$ ( $m^3/s \cdot 月$ )	月末库 蓄水量 $V_2/$ ( $m^3/s \cdot 月$ )	月末 库水位 $Z_{上}/$ m	平均库 水位 $\bar{Z}_{上}$ m	平均下 游水位/ $\bar{Z}_{下}$ m	平均 水头 $\bar{H}/$ m	出力/ kW
3	4.22	9.7	5.48	33.9	130.0	131.06	100.2	30.86	2 553
2	4.35	9.1	4.75	39.38	132.12	133.32	100.2	33.12	2 553
1	2.02	8.5	6.48	44.13	134.52	135.79	100.2	35.59	2 553
12	2.42	7.9	5.48	50.61	137.06	138.11	100.2	37.91	2 553
11	2.81	7.6	4.79	56.09	139.15	139.83	100.2	39.63	2 553
10	2.81	7.3	4.49	60.88	140.50	141.20	100.2	41.00	2 553
9	3.06	7.1	4.04	65.37	141.90	142.46	100.2	42.26	2 553
8	6.17	7.00	0.83	69.41	143.02	143.31	100.2	43.11	2 553
7	5.57	6.9	1.33	70.24	143.60	143.80	100.2	93.60	2 553
				71.57	144.0				

### 3. 多年调节水电站水库调度线的绘制

多年调节水电站水库的基本调度线原则上也可按年调节水电站水库相同的原理和方法来绘制,所不同的是将设计枯水年组代替设计枯水年,即将连续的枯水年组当作供水期,连续的丰水年组当作蓄水期,构成一个调节周期,以发出保证出力电能进行逆时序的多年调节计算,绘成库水位过程线,即水库多年调节蓄水指示线。

但是,在有限的水文资料中,多年调节的周期数只有几个,用上述方法作出的基本调度线来指导水库调度是不可靠的,同时这种绘制方法也很繁杂,实际上常采用简化的方法,即以典型年法来绘制多年调节水库的基本调度线。

为了保证连续枯水年组内都能按水电站保证出力图工作,只有当多年库容蓄满后还有多余水量时,才允许加大出力。在多年库容放空后而来水不足以发现保证出力时,才允许降低出力。根据上述要求,用计算典型年法绘制多年调节水库基本调度线时,不研究多年调节的整个调节周期,而只研究其供水期的第一年(又叫第一计算年),和最后一年(又叫第二计算年),多年调节水库的上基本调度线和下基本调度线,应该以第一计算年和第二计算年能够发现保证出力的天然来水,以年度为单位进行绘制。

第一,计算年处于多年库容业已蓄满,它的天然来水应该是刚好满足水电站保证出力的要求。既不能少,少了要动用多年库容,会影响以后用水;也不能多,多了即有余水需要加大出力。选出这样的年份进行年调节计算,求得的库水位过程线为上基本调度线,调节计算从正常蓄水位①点开始,顺时序算至②点,又从③算至①点,如图 8.9 所示。

第二,计算年处于多年库容业已放空,它的天然来水也应该刚好满足水电站保证出力的要求,不能多也不能少;多了就有余水存库,就放不到死水位;少了就要降低出力,不能满足保证出力的要求,选出这样的年份,也进行完全年调节计算,求得的库水位过程,为下基本调度线,调节计算是从死水位①'点开始,顺时序到②'点,再到③'点。

应该指出,第一计算年和第二计算年的选用条件(发出保证出力的水量)虽然相同,但它们

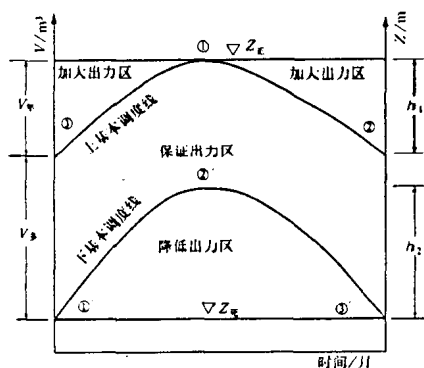


图 8.9 多年调节水库基本调度线图

的年水量是不相等的,第二计算年的年水量比第一计算年要大,因为前者水头较低(多年库容放空),后者水头较高(多年库容已蓄满),尽管它们的发电出力相同,但是由于水头的影响,下基本调度线的年消落深度  $h_2$  比上基本调度线的  $h_1$  要大一些,如图 8.9 中  $h_2 > h_1$ 。

如果将多年调节水电站水库的基本调度线图,同年调节水电站的基本调度线图作一对照,可以看出,其主要区别就在于多年调节水库的保证工作区扩大了,扩大的范围,正好同多年库容部分相当。

## 第六节 发电调度图的应用

### 一、辅助调度线的绘制

水电站基本调度图上只是原则的分了三个工作区域,即保证出力区、加大出力区、降低出力区。至于加大出力加大多少,降低出力减少多少,还没有一个具体的规定。这样,当水库水位落在加大出力区,如果放水过大,就会使余水在很短时间内用完。如果放水太小,可能会出现弃水,损失电能。同样,当遇到特别枯水年时,降低出力过多,又会引起系统用电过分紧张;如果出力降低太小,又可能加剧后一段时间内出力和综合利用用水的破坏程度。因此,为了缓和出力突变和破坏程度,避免由此引起的不利影响,在加大出力区及降低出力区,划分出一些过渡区域,以更加经济合理的运用水库。

#### 1. 防弃水线的绘制

在水库发电调度图上加大出力区中,最主要的划分线是防弃水线。防弃水线将加大出力区划分为两部分,即加大出力区和全部装机区,如图 8.10。当水库水位落在防弃水线以上时,意味着该年来水极丰,水电站若不以全部装机容量工作,将会引起弃水,从而造成电能损失。

防弃水线的绘制方法,与基本调度线大致相同,所不同处只有两点:一是所选典型年不同,另是绘制包线不同。防弃水线系采用各丰水代表年水库水位的下包线为基础的。

绘制防弃水线时,计算采用的年份一般有以下几种:

- (1) 实测资料中最丰水的年份。
- (2) 选年水量的保证率为  $(1 - p\%)$  的典型年为入库流量过程。其中  $p$  为设计保证率。
- (3) 选调节水量等于或接近于全部装机过水量的年份。

当采用的年份选好之后,同样要选出若干年内分配不同的丰水年作为典型年(必要时也要

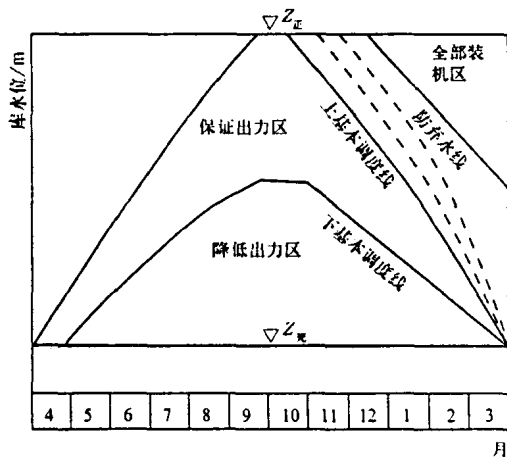


图 8.10 防弃水线图

进行修正)分别对各年供水期和蓄水期进行逆时序水能计算,求得各年水电站按最大过水能力放水时水库的蓄水指示线,取各年指示线的下包线即得防弃水线。

## 2. 加大出力线的绘制

水电站在运行过程中,如不考虑水文预报,面临时期的天然来水的变化情况是不知道的,为满足电力系统的供电要求,往往供水期总是先按保证出力图工作,当遇到多水年份,因天然来水量较大,实际蓄水经常会超出上基本调度线如图 8.11 中的  $\Delta Z_i$ ,即水库产生了多余蓄水量,如何利用这部分多余蓄水量加大出力,使水电站获得的效益最大,这是值得研究的,一般加大出力的方式有以下三种。

(1)立即加大。当发现有多余水量,立即出大,尽快用掉,使水库蓄水很快落回到上基本调度线,如图 8.11①线。这种方式多利用在水电站水库的调节性能差,相对库容较小的情况下,争取利用多余水量发电,尽量减少弃水。

(2)后期加大。将多余水量蓄存到供水期的后期再加大出力,如图 8.11②线。这种方式多利用在水库调节性能较好,多余的水量维持到供水期的后期,可使水电站维持较长时间的高水头,可增加发电量。

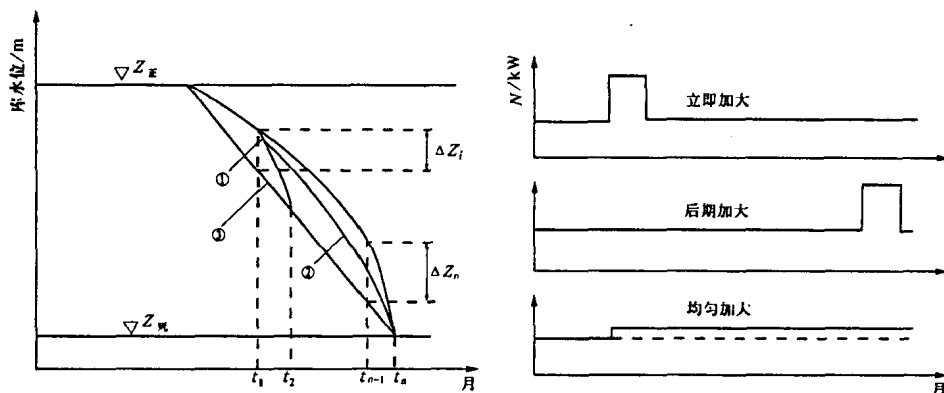


图 8.11 水库多余水量加大出力方式示意图

(3)均匀加大。将多余水量从出现时刻起到供水期末均匀的用完,如图 8.11③线。这种方式介于上述两者之间。

水电站在实际运行中利用多余水量加大出力的方式,在采用时历分析法进行水库调度时,要预先绘制一组加大出力调度线来指导水电站的加大出力,加大出力调度线的绘制方法很多,下面介绍一种图解分析法。

对于蓄水期,一般情况下来水量较丰,为充分利用水能减少弃水,对该时期上基本调度线以上余水量的利用,取立即加大出力的方式,蓄水期相应的加大出力为:

$$N_{\text{蓄}} = N_{\text{保}} + \Delta N \quad (8.1)$$

对于供水期,一般来水较枯,为充分利用水头增发电量,使出力均匀,采用均匀加大的方式,加大出力为:

$$N_{\text{供}} = N_{\text{保}} + \frac{\Delta N}{n} \quad (8.2)$$

式中  $N_{\text{蓄}}、N_{\text{供}}$ ——分别为蓄水期、供水期各月大于保证出力的加大出力；

$N_{\text{保}}$ ——各月相应的保证出力；

$\Delta N$ ——各月多余水量的附加出力；

$n$ ——自供水期出现余水的月份至供水期末的月数。

附加出力  $\Delta N$  由两部分组成：一部分由多余水量增加的水头，使原发保证出力引用的流量  $Q_p$  增加的出力  $\Delta N_H$  称水头附加出力。另一部分是由调度余水量  $\Delta W(\Delta Q)$  本身引起的附加出力  $\Delta N_Q$ ，称水量附加出力，其关系式为：

$$\Delta N = \Delta N_H + \Delta N_Q \quad (8.3)$$

$$\Delta N_H = A Q_p \Delta H \quad (8.4)$$

$$\Delta N_Q = A \Delta \bar{Q} H \quad (8.5)$$

$$Q_p = \frac{N_{\text{保}}}{A \cdot H_p} \quad (8.6)$$

$$\Delta H = \bar{H} - H_p \quad (8.7)$$

$$H_p = Z_{\text{上基}} - Z_{\text{下}}, \quad (8.8)$$

$$\bar{H} = \bar{Z}_{\text{上}} - Z_{\text{下}} \quad (8.9)$$

$$\bar{Z}_{\text{上}} = \frac{Z_{\text{上}} + Z_{\text{上基}}}{2} \quad (8.10)$$

式中  $\bar{Z}_{\text{上}}$ ——利用多余水量时的水库平均水位；

$Z_{\text{上}}$ ——出现余水量时的水库水位；

$Z_{\text{上基}}$ ——与  $Z_{\text{上}}$  相应时刻的上基本调度线指示水位；

$Z_{\text{下},p}$ ——与  $Q_p$  相应的下游水位；

$Z_{\text{下}}$ ——与加大出力的全部流量  $(Q_p + \Delta Q)$  相应的下游水位；

$\Delta Q$ ——与增加余水量  $\Delta W$  相应的月平均流量  $\Delta Q = \frac{\Delta W}{1 \text{ 月秒数}} (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{月})$ 。

综合以上各式：

$$\begin{aligned} N_{\text{加}} &= N_{\text{保}} + \frac{1}{n} (\Delta N_H + \Delta N_Q) \\ &= N_{\text{保}} + \frac{1}{n} [(A Q_p \Delta H) + (A \Delta \bar{Q} H)] \end{aligned} \quad (8.11)$$

利用上式，当水库实际蓄水位，比该时刻水库上基本调度线所相应的水位高时，就可以计算其加大出力  $N_{\text{加}}$ 。但方便的作法是，利用(8.1)式先绘制出各时段的加大出力辅助线如图 8.12(b)，而后再绘加大出力调度线。

具体方法是：在各时段初上基本调度线以上，设不同的水位  $Z_i$ 。如 3 月 1 日，上基本调度线水位为 130m，设  $Z_i = 132、135、137 \dots$ ，按式 8.11 计算（以表 8.14 的格式计算）各水位  $Z_i$  相应的加大出力  $N_{\text{加}}$ ；如 3 月 1 日当库水位为 135 m 时， $N_{\text{加}} = 7.36$  万 kW。以库水位  $Z_i$  为纵坐标， $N_{\text{加}}$  为横坐标绘图，即得各时加大出力辅助线如图 8.12(b)。将各时段相应于同一加大出力（如  $N = 7$  万 kW）的水库蓄水位在调度图中标出，并予以联接[见图 8.12(a)中的虚线]，即得出相应的加大出力线。

表 8.14 加大出力辅助调度线计算表

$\Delta t$ / 月	(1)	$z_1$	$z_2$	$z_3$	计 算 说 明
$Z_{上}/(m)$	(2)	132.0	135.0	137.0	假设水位
		130.0	130.0	130.0	3月1日上基本调度线上的水位
$W/m^3$	(3)	.....	295.0	.....	据(2)栏水位由库容曲线查得
		.....	243.0	.....	
$\Delta Q/(m^3/s)$	(4)	.....	52.0	.....	(3)栏中的两项之差
$\overline{W}/(m^3/s \cdot 月)$	(5)	.....	269.0	.....	(3)栏中的两项平均值
$\overline{Z}_{上}/m$	(6)	.....	132.5	.....	据(5)栏查库容曲线得出
$Q_p/(m^3/s)$	(7)	.....	94.0	.....	按式(8.6)计算得出
$H_p/m$	(8)	.....	50.0	.....	与 $Q_p$ 同时计算得出
$(Q_p + \Delta)Q/(m^3/s)$	(9)	.....	146.0	.....	(4) - (9)
$Z_{下}/m$	(10)	.....	70.0	.....	据(9)栏查下游水位 - 流量曲线得出
$\overline{H}/m$	(11)	.....	62.5	.....	(6) - (10)
$\Delta H/m$	(12)	.....	12.5	.....	(11) - (8)
$\Delta N_H/10^4 kW$	(13)	.....	1.0	.....	按式(8.4)计算得出
$\Delta N_Q/10^4 kW$	(14)	.....	2.76	.....	按式(8.5)计算得出
$\Delta N/10^4 kW$	(15)	.....	3.76	.....	(13) + (14)
$n/月$	(16)	.....	1	.....	
$(\Delta N/n)/10^4 kW$	(17)	.....	3.76	.....	
$N_{增}/10^4 kW$	(18)	.....	7.36	.....	$N_{保} + (17)$

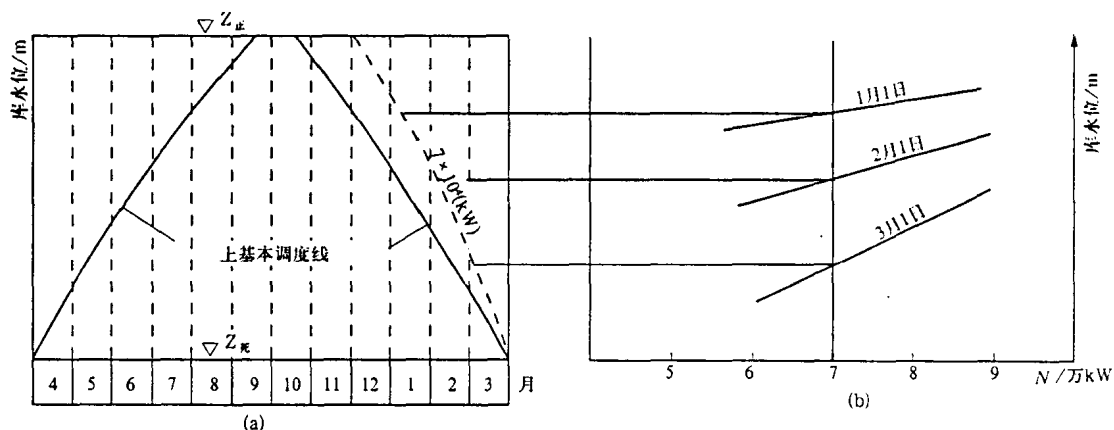


图 8.12 加大出力辅助线绘制示意图

### 3. 降低出力线的绘制

如果水电站按保证出力图工作,遇到特别枯水年,由于实际天然来水小,经过一定的时段  $t_i$  时,库水位落在下基本调度线以下,出现不足水量,这时电力系统的正常工作遭受到破坏是不可避免的,在这种情况下,水库调度有以下几种方式:

(1)当发现不足水量时,立即降低出力,使水库蓄水尽快回蓄到下基本调度线  $a$  上如图 8.13 所示。这种调度方式,破坏时间短。当水电站在电力系统中的容量不大时,可以考虑采用。

(2)当发现不足水量后,不立即回蓄到下基本调度线上,仍以保证出力工作,直到水库放空至死水位如图中①线,以后水电站按天然来水工作,如果此时不蓄水量很小时,将会引起出力

的剧烈降低。当水电站容量占系统容量的比重较小时,可以采用此法。

(3)当发现不足水量后,逐步减小出力如图 8.13 中的②线,使系统正常工作均匀破坏,这种调度方式破坏时间长,破坏强度小,当水电站容量占系统容量比重较大时,可考虑使用。

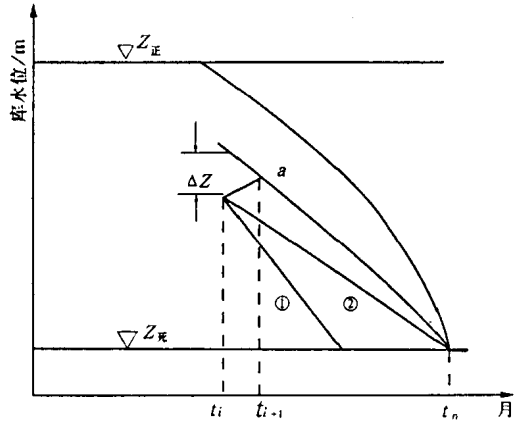


图 8.13 降低出力调度方式示意图

## 二、发电调度图的应用

### 1. 发电调度全图

将前述上、下基本调度线、防弃水线、加大出力线、降低出力线、防洪限制水位、死水位、正常蓄水位、防洪高水位,以及设计、校核洪水位绘于同一张图上,便得到发电调度全图,如图 8.14。这些调度线和水

库的各种特征水位,将整个图划分为 A、B、C、D、E、F、G7 个区,这些调度区表明不同水文条件下,水库的调度运用规则,如图 8.14 中的注释。水电站可按预定的操作规则进行运用。

### 2. 绘制年计划调度线

要充分发挥水电站的动能效益和水库的综合效益,有了发电调度图,还必须制定合理的年度运用计划。

年度运用计划的编制,先应了解国家有关的方针政策,上级指示文件;了解原设计意图、掌握工程设施运用的现状及有关技术鉴定文件;各部门的用水要求,以及水文气象、水库特性、库区情况等资料,制定出年计划调度线及实际操作调度线。

年计划调度线是根据面临年份预估或预报的全年天然来水过程,按调度图操作计算得出。它体现了水电站年计划运用方式。

实际操作调度线,是根据当年面临时刻水库的蓄水情况,考虑长、中、短预报,按调度图操作运行,而且是对年计划调度线不断修正的实际操作线。

具体的计算是以调度图的一般操作规则为基础,并根据实际情况,拟定若干操作计算规则,然后按已知出力的水能计算方法进行运算。

## 第七节 发电调度效益检查

为了说明及比较水电站发电调度运行质量的好坏,必须通过一些效益指标来检查和分析,力求提高调度效益,常用的检查指标项目有以下几项。

### 一、水电站正常工作保证率及保证出力

这两项指标是说明水电站供电可靠性的重要指标。在编制和选定水电站水库运行调度方案时,对所选定的方案复核水电站正常工作保证率和保证出力,检查是否符合设计规划所采用的设计保证率及其保证出力。

### 二、发电量

发电量是水电站重要动能指标之一。在编制水电站年度发电计划时,可与多年平均发电量作比较。当遇到枯水年时,在完成计划的同时,要保证水库能蓄到预定的水位,而在丰水年

又能最大限度的利用水量,力求水电站在实际运行中超额完成本年度发电量计划。另外,水电站在实际运行中还应考虑电力系统的实际情况。使水、火电站充分发挥动能经济效益。

### 三、水量利用系数

水电站水量利用系数(water utilization coefficient)是指水电站引用水量  $W_{引}$  与天然来水量  $W_{天}$  的比值相当于,即:

$$\alpha = \frac{W_{引}}{W_{天}} \tag{8.12}$$

水量利用系数  $\alpha$  的大小,说明天然水资源的利用程度。对年度计划,是该年实际来水量与按调度规划进行计算的引用水量的比值。 $\alpha$  值愈大,说明天然水量利用愈充分。如  $\alpha$  值较小,应分析其原因进行改进。为了便于各水电站的比较,可采用相对水量利用率,即:

$$\text{相对水量利用率} = \frac{\text{实际利用水量}}{\text{计划利用水量}} \tag{8.13}$$

### 四、单位耗水率

单位耗水率  $q$  (unit water consumption rate)是指水电站每发1度电耗用的水量,其值由下式计算:

$$q = \frac{W}{E} \tag{8.14}$$

式中  $W$ 、 $E$  分别为某一时期(如年或月)水电站各机组总引用水量 and 发电量。

这一指标表示水电站机组在运转时期的工作效能。如果水电站工作机组的台数及其负荷分配合理,单位耗水率就会低,否则就会高。

### 五、装机容量利用小时数

装机容量利用小时数  $h$ ,是水电站设备利用程度的指标。

$$h = \frac{E}{N_{装}} \tag{8.15}$$

式中  $E$  为多年平均发电量(kW·h)。

大型水电站  $h$  一般在 5 000~4 000h,中小型电站则在 3 000~2 000h。

### 六、电能成本

水电站的电能成本  $S$  是一项重要的动能经济指标,它是指年成本费  $\mu$  与年发电量  $E$  的比值。

$$S = \frac{\mu}{E} \text{ (元/kW·h)} \tag{8.16}$$

要降低电能成本,必须充分利用水能,增加水电站发电量,其次应力争节省各项开支。

### 七、其他项目

综合利用水库,如航运、灌溉、防洪、养鱼、工业用水等部门的技术经济指标,在编制年度计划时也应进行计算,以便进行综合分析和比较。

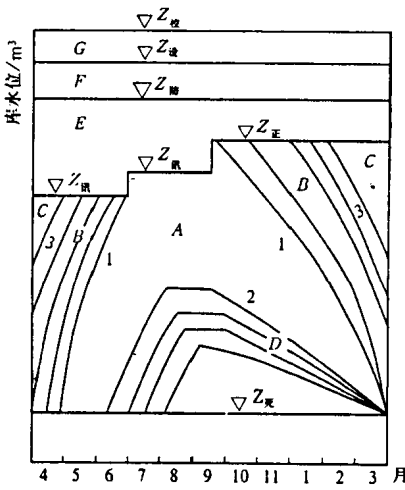


图 8.14 水库发电调度全图  
1 - 上基本调度线; 2 - 下基本调度线;  
3 - 防洪水线; A: 保证出力区; B: 加大出力区; C: 装机出力区; D: 降低出力区; E: 调洪区; F: 正常泄洪区; G: 非常泄洪区

## 小 结

水库在运行过程中,为了使其水资源得到充分利用,在保证水库安全的前提下,充分发挥其效益,避免水库因管理不当而造成损失,我们应当对水库的运行根据比较理想的规则进行合理的控制,换句话说,要提出合理的水库调度方法进行水库调度。为此,根据水库已有的水文资料,分析和掌握径流变化的一般规律,作为水库调度的依据。

以灌溉为主的水库,其年调节与多年调节的调度图的绘制方法基本相似,主要目的是推求加大供水线和限制供水线,即从实测资料中,选择年来水量正好等于年用水量的代表年,采用逆时序的晚蓄方案进行调节计算,得出各年的水库兴利蓄水指示线,作这一束曲线的上包线,即为加大供水线,其下包线,即为限制供水线。不同的是:对多年调节水库,加大供水线应置于多年库容之上,而限制供水线应置于死库容之上。

有了水库调度图,在运行管理中,可以根据当时实际库水位落在哪一区,决定应该是正常供水、加大供水或是减少供水,避免供水中断。以此作为指导水库运行的依据。

同理,为了使水电站运行尽可能实现预想的计划,根据过去径流资料进行水电站的调节计算,制成调度图,作为指导水电站水库运行的工具。这样就可大大地减少盲目性,加强计划性。同时还可用来合理决定和校核水电站的主要参数。水电站水库调度图中,一般有3个区:保出力区、降低出力区及加大出力区。相应界线的绘制亦是据代表年进行调节计算而得。

## 思 考 题

1. 什么是水库调度,什么是水库调度图?
2. 绘制水库兴利调度图为什么要进行逆时序调节计算?
3. 绘制多年调节兴利调度图时,是否一定要把兴利库容划分成  $V_{多年}$  和  $V_{年}$ ? 是否可以采用其他方法?
4. 水库灌溉调度图与发电调度图有何不同? 其绘制方法有何异同?
5. 发电调度效益检查项目有哪些?



## 第九章 防洪调度

### 第一节 概 述

水库的防洪调度(flood control dispatching)是一种确保水库安全,实现水库防洪任务,使水库充分发挥综合效益而采用的控制运用方式。由于它涉及到水库上下游的安全和综合效益的发挥,对国民经济产生很大的影响。因此,这项工作受到各级政府的重视。

水库防洪调度的主要任务是:确保工程安全,有效地利用防洪库容拦蓄洪水、削减洪峰、减免洪水灾害,正确处理防洪与兴利的矛盾,充分发挥水库的综合效益。

水库防洪调度方案,在设计阶段就已拟定,但那是为了检验水库主要参数的合理性,估算防洪效益。由于当时的资料相对较少,对水库实际调度中的影响因素考虑不够,所以在设计阶段拟定的防洪调度方案,一般难以完全实施。水库投入运行以后,水库的规模及设备的主要参数已定,随着运行年限的增长,各种资料的增加,水库特性及下游防洪要求的变化,每年都要结合现时的具体要求和来水情况,制定防洪调度的方案和措施,满足国民经济建设的要求。

防洪调度图,是由水库在汛期各个时刻的蓄水指示线所组成,如图 9.1。它是反映汛期内不同时刻,为了拦蓄洪水,水库所必须留出的防洪库容。它包括:防洪限制水位、防洪调度线、防洪高水位及由这些线所划分的调洪区。

在防洪调度图中的校核洪水位、设计洪水位、防洪高水位,都是以防洪限制水位为起调水位,分别对水库的校核洪水、设计洪水及相应于下游防洪标准的洪水进行调洪计算推求而来的。

防洪调度线是根据下游防洪标准的设计洪水过程线,从防洪限制水位开始,进行调洪计算而得出的水库蓄水指示线。

图中的防洪限制水位  $Z_{限}$  是假定不同时段段的起调水位,分别对校核洪水、设计洪水过程线,进行顺时序调洪演算,求出相应的校核、设计洪水位,且考虑兴利的要求后,进行比较确定的。

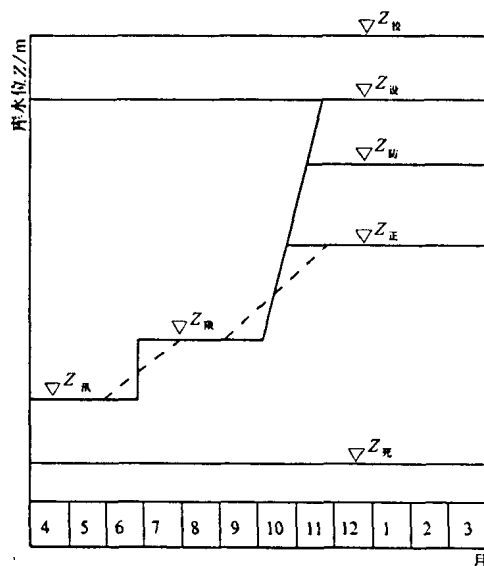


图 9.1 防洪调度图

### 第二节 防洪限制水位的确定

水库为防洪安全,在整个汛期内都要按设计洪水推求出防洪限制水位,所预留的防洪库容,直到汛期结束才能蓄水。在整个汛期内发生的洪水,一般情况下都小于设计洪水。另外,

在我国绝大多数河流的洪水是来源于降雨,各个时期由于降雨的成因不同,所形成的洪水,其特征与大小也有所不同。一些水库可根据汛期各个时期,设计洪水大小的不同,分别拟定各时段的防洪库容,分期蓄水,分期进行防汛调度,逐步抬高防洪限制水位,使原来只能用于防洪的部分库容既可用于防洪,又可用于兴利。

### 一、分期洪水的确定

对洪水分期,首先要对暴雨成因或暴雨洪水发生规律进行分析。一般认为,当汛期洪水的变化有明显规律时,才可以将汛期按不同类型的洪水划分为若干个阶段。如果洪水的大小在整个汛期无明显差异,但由于下游河道的允许安全泄量,洪水预报的预见期及预报精度等,在各个时期有所不同。因而能够留出不同的防洪库容,在此情况下,也可以认为具备分期的条件。在实际工作中,某些水库形成洪水的降雨系统,在时间上虽无明显分界,但在强度上逐渐减弱,亦可进行分期,但这样做必须具备以下三个条件:①具有较长的洪水资料(50年以上为好);②有大洪水调查资料;③除单站资料外,还有条件能对流域洪水分期进行可行性分析<sup>[43]</sup>。

### 二、分期洪水起讫日期的划分

确定分期洪水,必须对水文气象规律进行认真的分析,找出各分期洪水的界限,一般是先从以下两方面入手。

#### 1. 分析形成大洪水的天气系统的运行规律,确定分期起讫日期

例如,山西省汾河水库的汛期为6~9月,从气象上看可划分为两个明显的时期。6~7月份主要受极峰北进的影响,此时,太平洋副热带高压逐步增强,十分活跃,逐步北移及西伸,而此时北方冷空气仍有南下,西南季风往往又送来充沛的水气,如遇高压阻塞,加上地形影响就可能造成特大暴雨洪水,这种洪水涨势迅猛,对防洪十分不利。8~9月份主要受极峰南撤的影响,造成强度不很大的降雨,但其范围广、历时长,也可以形成特大洪水,这类洪水的量虽很大,但涨势较慢,洪峰相对不高,对防洪来说相对有利一些。根据以上分析,这个水库汛期即可分为两期,6~7月份为前汛期,8~9月份为后汛期<sup>[44]</sup>。

#### 2. 统计洪水(暴雨)出现规律

通过统计年最大或大于某一标准洪水(暴雨)在各月、旬出现次数所占百分比来确定分期的起讫日期。

【例 9.1】广东省枫树坝水库为东江上游具有航运、发电、防洪等综合效益的大型水利枢纽工程,控制流域面积为 5 150km<sup>2</sup>,水库大坝按千年一遇洪水设计,五千年一遇洪水校核,水库下游的防护对象是龙川县城,枫树坝至龙川尚有区间集水面积 2 550km<sup>2</sup>(图 9.2)。防洪标准为 20 年一遇。该水库具有 17 年实测洪水资料(1959~1975 年),下游龙川站有 24 年实测资料。另据调查,1310~1864 年的 554 年间,有较大历史洪水 34 次。据分析认为,实测系列具有一定代表性。

通过对实测和历史洪水的资料分析,可以看出洪水季节变化的特点如下:①4~6 月的洪水主要由峰面雨形成,一般为复峰,洪水历时较长。据 17 年实测年最大流量出现时间的统计(图 9.3),4~6 月洪水出现的频率占全部实测年份的 82.3%,其中 6 月份出现年内最大洪水的频率最多,占 41.2%,5 月份次之,占 35.2%。②7~9 月份的洪水受台风影响较大,多为单峰,洪水历时较短(相对于 4~6 月份洪水),洪水出现的频率为 17.6%。另将龙川 1953~1978 年实测洪水数据直接点绘于图 9.3 中,4~6 月、7~9 月的洪水出现频率也显示出有明显的差异。

根据该流域洪水的成因,洪水出现时间的分布和洪峰形状的不同,将 4~6 月划为前汛期,

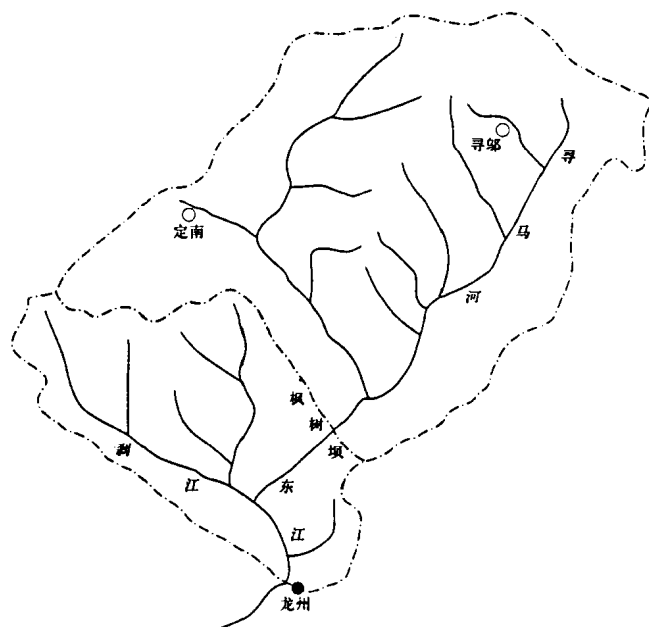


图 9.2 枫树坝水库流域示意图

7~9月划为后汛期。

### 三、确定分期设计洪水过程线

分期洪水设计过程线的确定,是根据分期洪水的时间界限,在各分期内洪水按年内最大值选样,然后分别对各分期洪水进行频率分析,求出各分期不同设计标准的洪峰流量与洪水总量,并按各分期洪水的特点,选出典型洪水过程线,再按洪峰、洪量同频率控制的原则,求出不同设计标准的分期设计洪水过程线。但选样时要注意,不宜将洪水发生时间提前或错后,当一次洪水跨越两个时期时,要视其洪峰流量或定时段的洪量的主要部分为哪一期,就作为该期的样本,不能重复选样。

有的水库,由于分期洪水资料太少,无法确定各分期的设计洪水过程,而直接采用了原设计或复核时的计算成果,作为拟定分期防洪限制水位的依据。如某水库,就是直接采用了原设计整个汛期未分期进行统计的洪水复核成果,前汛期和后汛期采用同一防洪标准,同一洪峰和洪量,并选用 1964 年 6 月份洪水过程为前汛期的典型洪水,1961 年 8 月份洪水过程为后汛期典型洪水,从而得出不同频率的洪水过程线,作为分期拟定防洪限制水位的依据。

### 四、防洪限制水位的确定

在设计洪水位、校核洪水位已定的情况下,推求防洪限制水位。有顺推、逆推两种计算方法,但不论哪种方法,其依据都是第六章所述的调洪计算的基本原理。现简述如下:

#### 1. 顺推法

首先根据水库的泄流控制条件,绘出调洪演算的辅助曲线(图 6.6),然后设若干个(2~3 个即可)起调水位,分别对分期设计洪水进行调洪演算,求出相应的最高库水位、最大下泄量及所需的防洪库容。绘制起调水位与相应最高库水位的关系线,根据此关系线与设计洪水位(校核洪水位),即可求出防洪限制水位。

例如,枫树坝水库前汛期起调水位有 161m、162m、163m 三个方案,后汛期取 164m、165m 和

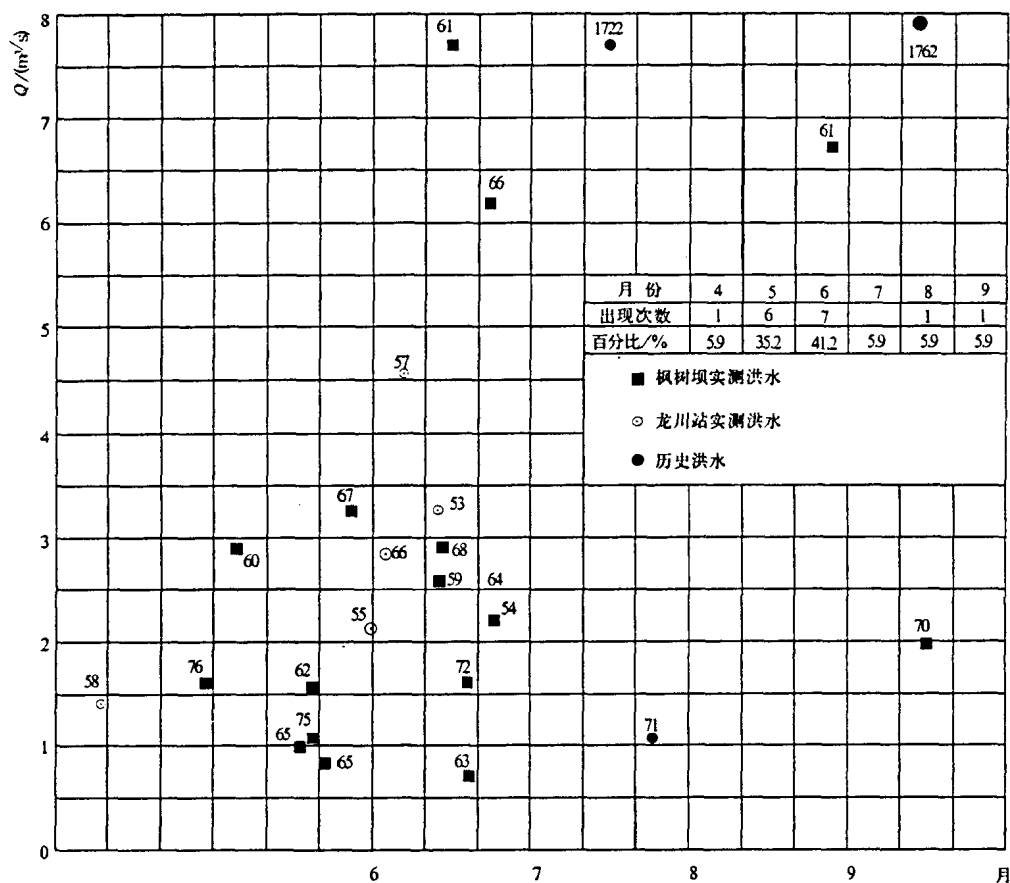


图 9.3 枫树坝水库年最大流量出现时间分布图

166m三个方案,按照水库对各种标准洪水的控制条件,如水库来水小于或等于5年一遇洪水,下游控制泄量为1 200m³/s;大于5年一遇,小于等于10年一遇洪水,下游控制泄量为2 000m³/s等,分别进行调洪计算,即可求出各种标准洪水相应的调洪最高水位、最大泄量及防洪库容。然后绘制不同起调水位与相应调洪最高水位关系图,如图9.4。从图中可查得各种标准洪水的防洪限制水位。如前汛期校核洪水与设计洪水的汛限水位分别为162.6m和162.7m,后汛期分别为164.3m和164.5m,最后通过综合分析实际调度中一些不利因素,如开闸决策时间、下游转移准备时间等问题,研究确定前汛期防洪限制水位为162.5m,后汛期为164.0m。

另外,绘制起调水位与调洪最高水位关系图的方便之处还在于,若汛期中由于某种需要使某频率的调洪最高水位不超过某一水位时,可以从图中随时查得需要的相应防洪限制水位。

## 2. 逆推法

逆推法是将调洪计算的基本方程式(6.3)改写成如下的形式:

$$\left(\frac{V_1}{\Delta t} - \frac{q_1}{2}\right) = \left(\frac{V_2}{\Delta t} - \frac{q_2}{2}\right) - \bar{Q} + \bar{q}_2 \quad (9.1)$$

式中符号的意义仍同于式(6.3)。

在设计洪水过程线的退水段,找出相应于该水位下的最大下泄流量  $q_m$ ,如图 9.5。即蓄水段终点时刻的流量  $q_2$ ,然后反推它的起调水位。

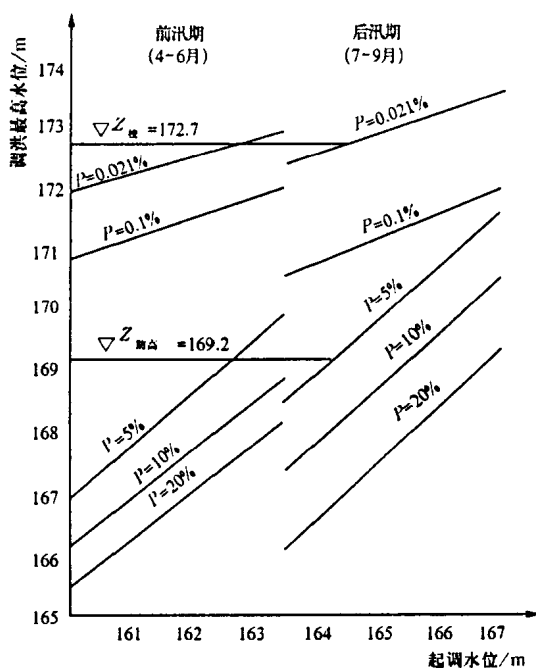


图 9.4 调洪起始水位与最高水位关系图

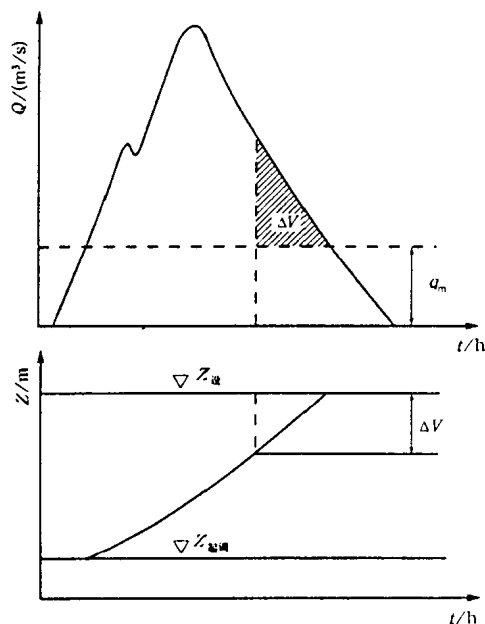


图 9.5 逆推计算示意图

具体计算方法与前法无原则区别。同样要结合不同洪水的泄洪控制条件,对不同(典型)分期设计洪水,进行逆算,求出各分期洪水的起调水位。

将水库的设计洪水水位、校核洪水水位、防洪高水位、正常蓄水位及以上所定的防洪限制水位,绘于同一图上,即为该水库的防洪调度图(图 9.1)。

应当指出:经过分期后的各种洪水标准,仍为水库的原设计洪水标准,各分期的防洪限制水位,前、后汛期的防洪调度方式均与主汛期一样重要,必须经过原设计审批单位批准后才能实施。对各分期的洪水进行调度时,一定要留有余地,且事前要准备好失灵后的补救措施。

在前、后汛期防洪限制水位之间,后汛期限限制水位与正常水位之间的过渡问题,在实际运用中可以根据当时的水情,联成虚线(图 9.1),最终以“保证大坝安全,汛末蓄满水库”为原则。

### 第三节 防洪调度方式的拟定

防洪调度图只能对防洪调度作出大致的指导,至于在每次洪水中水库应如何运行,还需要拟定出合适的调度方式,作出具体的规定。

水库的防洪调度方式,是随水库承担的防洪任务,洪水特性的不同而有所不同,基本上可分为自由泄流、固定下泄、补偿调节三种类型,以下按下游有防洪任务和无防洪任务两种情况分别予以介绍。

#### 一、下游有防洪任务的水库调度方式

一般的水库都负有下游地区的防洪任务,这样水库就存在着两种防洪标准,一是水库本身的防洪标准,二是下游防护对象的防洪标准。因此,对这类水库不但要分别拟定出水库本身及下游防洪各自的调度方式,而且还要考虑两者如何统一调度的问题。

对于下游有防洪任务的水库调度方式,根据水库距下游防洪控制点的远近不同,可分为考虑区间来水及不考虑区间来水两种情况。

### 1. 不考虑区间来水的调度方式

当水库距下游防洪控制点较近,区间来水较小,可忽略不计时,就可以采用固定下泄(fixed underpour)的调度方式。固定下泄流量,视下游防护对象的重要性及抗洪能力(flood resisting capacity)而定,如果下游各防护对象的抗洪能力有明显差别,且受灾后的损失也轻重不同,就宜分为几个固定下泄量分级控制。但分级不宜过多,以免造成调度上的困难。

对这类分级固定下泄流量的调度方式,原则上是由小洪水到大洪水逐级调节控制。如某水库其下游不同防洪标准的洪水过程线,如图 9.6 所示,其安全泄量分别为  $q_{安1}$ 、 $q_{安2}$ 。调洪时首先对最小一级的洪水进行调节计算,控制水库下泄流量等于  $q_{安1}$ ,求出相应的防洪库容  $V_{防1}$  和洪高水位  $Z_{防1}$ 。然后,对次一级的下游防洪标准的洪水进行调节计算,开始先控制下泄流量为  $q_{安1}$ 。到  $t_2$  时刻,水库蓄水量已达  $V_{防1}$ ,此时开始按  $q_{安2}$  下泄,并求出防洪库容  $V_{防2}$  [见图 9.6(b)] 及其相应的防洪高水位  $Z_{防2}$ ,之后再对更高一级标准的洪水进行调节计算……。当来水超过下游防洪标准之后,则以保坝为主,即刻加大泄量成为自由泄流(free underpour) [如图 9.6(c)]。

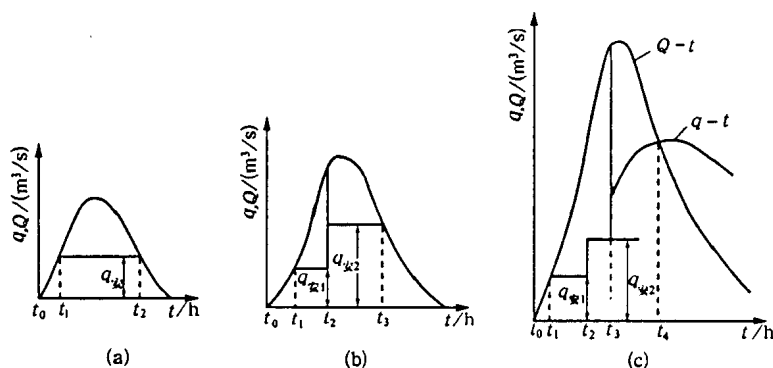


图 9.6 分级调洪示意图

由图 9.6(c)可以看出,这种固定下泄的调度方式,在调洪过程中,当利用闸门控制。使泄流量不变时,如图 9.6(c)中  $t_0 - t_1$ ,泄流量等于来水流量,库水位不变;  $t_1 - t_2$  时刻,泄流量为  $q_{安1}$ ;  $t_2 - t_3$  时刻,泄流量为  $q_{安2}$ ,这样时段初末的泄量为一固定值。因此,调洪演算的基本方程式 9.1 可写成如下的形式:

$$V_1 = \bar{q} \Delta t - \bar{Q} \Delta t + V_2 \quad (9.2)$$

$$\text{或 } \frac{V_1}{\Delta t} = \frac{V_2}{\Delta t} + \bar{q} - \bar{Q} \quad (9.3)$$

这样在调洪计算中,对固定下泄流量的演算,可利用式(9.3)进行。自由泄流部分,可用列表试算法或半图解法推求。

### 2. 考虑区间来水的调度方式

当水库距下游防洪控制点较远,区间集水面积较大如图 9.7,在调度时对区间的来水就不

可忽略,要充分发挥防洪库容的作用,采用补偿调节(compensating regulation)的调度方式。

(1)补偿调节。所谓补偿调节,是指水库的下泄流量  $q_A$ ,加上区间来水  $Q_B$  要小于或等于下游防洪控制点  $C$  允许的安全泄量  $q_{安}$ 。

水库为使下游防洪控制点的泄量不超过允许的安全泄量  $q_{安}$ ,就必须在区间洪水通过防洪控制点时减少泄量,如图 9.8 所示。图中  $Q_{区}-t$  为区间洪水过程线,  $Q_{库}-t$  为入库洪水过程线,区间  $B$  洪水到防洪控制点  $C$  的洪水传播时间为  $t_{BC}$ ,水库泄量到  $C$  的传播为  $t_{AC}$ ,二者相差  $\Delta t = t_{BC} - t_{AC}$ ,在图 9.8 中将  $Q_{区}-t$  移后  $\Delta t$ ,倒置于  $q_{安}$  下,则水库各时刻的下泄量过程,即如图中  $abcd$  线所示。水库的入流过程线与  $bcd$  曲线所夹的面积,即如满足下游防洪要求所需的防洪库容。图中斜线部分面积称谓补偿库容(compensating storage capacity)。

在无预报的情况下,能实现补偿调节的条件是水库泄流到防洪控制点的时间,小于或等于区间洪水的传播时间,即  $t_{AC} \leq t_{BC}$ 。

当  $t_{AC} > t_{BC}$  时,如区间洪水能进行预报,且预见期  $t_{预}$  与  $t_{BC}$  之和大于或等于  $t_{AC}$  时,也可进行补偿调节。

【例 9.2】某水库由坝址至下游防洪控制点  $C$  的传播时间为 8 h,区间支流控制站  $B$  至  $C$  的汇流时间为 12 h,防洪控制点  $C$  的安全泄量  $q_{安} = 100\text{m}^3/\text{s}$ ,一次洪水入库流量过程如表 9.1 中②栏,区间洪水过程如表中③栏,按补偿计算水库的泄流过程如⑤栏。

表 9.1 补偿调节计算表

时 间	入 库 洪 水/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	区 间 洪 水/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	区间洪水 后移 4 小时 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	水库下泄流量 /( $\text{m}^3/\text{s}$ )	说 明
①	②	③	④	⑤	⑥
7 月 1 日 .10	40	25		40	$q_{安} = 100\text{m}^3/\text{s}$
12	100	75		100	
14	140	55	25	75	1 日 10 时,12 时水库泄量等于来量
16	200	30	75	25	
18	175	10	55	45	14 时以后按 $q = 100 - q_{区}$ 下泄过程见⑤栏
20	140		30	70	
22	110		10	90	
24	85			85	
2	30			30	

由上可以看出,采用补偿调节的调度方式,必须注意当防洪控制点出现防洪标准的洪水时,入库洪水与区间洪水的组成和遭遇问题,区间洪水预报的预见期、预报误差以及河槽的槽蓄、顶托等问题。

对于地区洪水组成的问题,工程上常采用“典型洪水的同倍比法”,其出发点是:“稀遇洪水与流域实测大洪水的地区组成,在水文上存在相似性”。具体做法是,通过统计实测暴雨洪水资料及调查历史洪水,从中了解地区洪水的组成特性,选择具有代表性的实测大洪水,作为地区洪水组成的典型,然后进行缩放<sup>[45]</sup>。

例如,汉江中下游地区,通过洪水资料分析,认为 1935 年洪水,为实测记录中的大洪水,暴

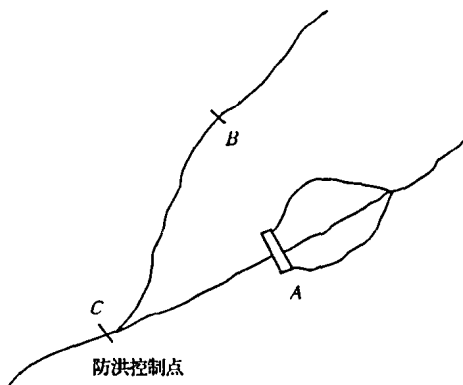


图 9.7 水库与防洪控制点位置示意图

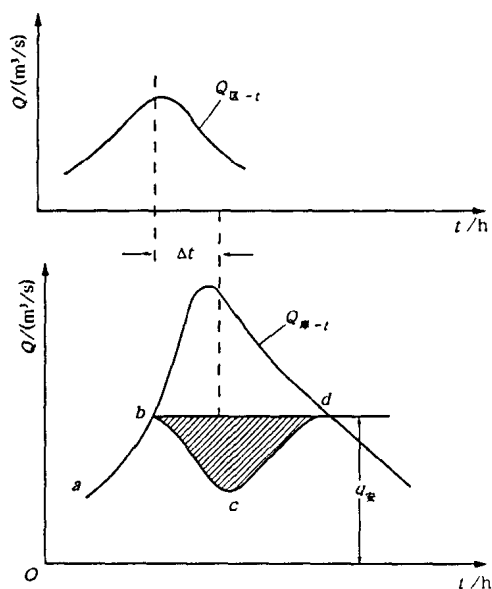


图 9.8 补偿调节示意图

雨中心在丹江口附近,对附近中下游威胁很大。因此,1935 年被选为该地区洪水组成的典型。

(2)错峰调节(staggered peak regulation)。当区间洪水汇流时间太短,水库无法根据区间洪水过程逐时段放水时,为了使水库泄流量与区间来水之和不超过允许的安全泄量,只能根据预报区间出现的洪峰,水库在一定的时间内关闸控制,错开洪峰,以满足下游防洪的要求。

例如,大伙房水库按照抚顺站连续暴雨 3 小时雨量超过 60mm,或不足 3 小时雨量超过 50mm 时,即关闸错峰。

此外,尚有涨率调度(rising rate dispatching)法,这种调度方式是根据水库至下游防洪控制点间的一个或几个控制站的洪水大小与涨率来决定水库的蓄泄,属于一种经济调度,它是根据已经发生的各种典型洪水情况,拟定一些调度原则,经过反复试算,找出比较有效的调度规则,作为调度的依据。

## 二、下游无防洪任务的水库调度方式

对于不承担下游防洪任务的水库,可以采用自由泄流或敞开泄洪调度的方式,即在调度时,只需考虑水库工程本身的防洪安全,下泄流量不受限制。现以下游溢洪道有闸门与无闸门两种情况的泄流方式予以介绍。

### 1. 溢洪道上无闸门控制的泄流方式

水库溢洪道上不设闸门,其泄流方式最为简单,当库水位到达堰顶高程以后,水库即开始泄流,下泄流量的大小仅取决于当时库水位的高低,其下泄流量过程如图 6.1。

### 2. 溢洪道上有闸门控制的泄流方式

某些水库虽无下游防洪任务,但为了抬高兴利蓄水位和增加水库泄洪时的初始流量,在溢洪道上也设有闸门,使防洪限制水位高于溢洪道的堰顶。因闸门的调节性能不同,泄流方式又可分为以下两种:

(1)闸门不能调节流量的泄洪方式。如闸门不能逐步开启调节流量,则遇到洪水起涨,就要完全开闸门泄流。由于开始入库的洪水流量小,而下泄流量较大,所以库水位下降,预泄了



一部分防洪库容,随着库水位的降低,下泄流量逐渐减小。如图 9.9 中  $ab$  段,  $b$  点以后,入库的洪水流量大于水库的下泄流量,库水位又开始回升,腾空的部分库容得到充蓄,泄量也随之增大,直到出现最大泄流量。水库全部泄流及库水位变化过程如图 9.9 所示。

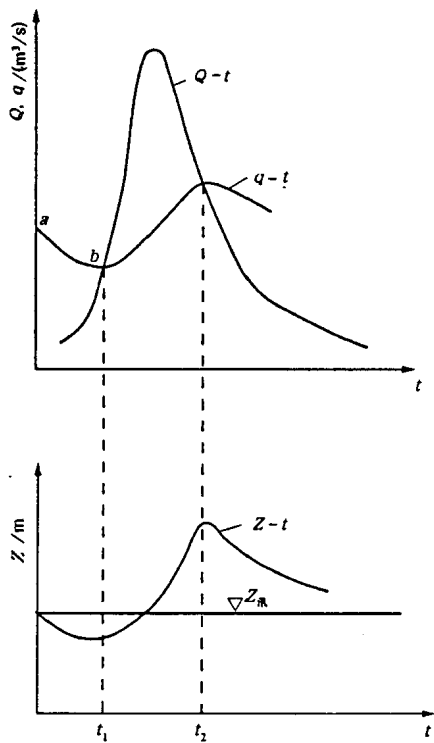


图 9.9 闸门不能调节流量的泄流方式

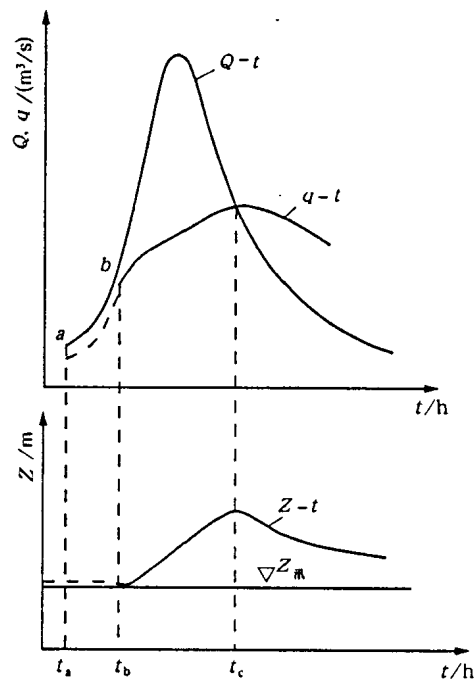


图 9.10 闸门能够调节流量的泄流方式

采用这种泄流方式,可以及早腾空部分防洪库容,对水库防洪安全有利,而且闸门的操作方式简便。但是由于开闸后下泄流量较大,水位下降较快,可能会影响后期蓄水。所以,宜在有洪水预报的情况下采用。

(2) 闸门能够调节流量的泄流方式。如闸门能够逐步开启进行调节流量,在洪水开始起涨时,逐渐开启闸门,控制水库下泄量等于入库流量,使库水位维持在防洪限制水位,如图 9.10 中  $ab$  段,到  $t_b$  时刻,入库的流量等于防洪限制水位下的下泄流量,此时将闸门全部打开,水库自由泄流,其全部泄流及水位变化过程,如图 9.10 所示。

采用这种泄流方式,在水库整个泄流过程中,水库蓄水位不会低于防洪限制水位,因此,它不会因后期洪水变小而影响蓄水。在无洪水预报或预报精度不高的情况下,采用这种方式比较稳妥可靠。但闸门操作比较频繁,因此要求闸门的启闭必须灵活。

某些水库的闸门不能调节流量,但闸门的孔数较多,可采用逐个开启闸门的方式,即在洪水刚开始入库时,先开一孔闸门,随着入库流量的增加,再逐个开启,用这种方式同样也可达到上述效果。

### 三、入库洪水的判别

拟定合理的防洪调度方式,是实现水库对洪水进行合理调节与适时的蓄泄,确保水库安

全,提高水库综合效益的重要环节。而合理防洪调度方式的实现,决定于对入库洪水判别之正确与否。现将判别方法介绍如下:

1. 以入库流量作为判别条件

用入库流量判别入库洪水的标准,是以各种频率的洪峰流量作为判别条件。在设计和复核阶段,曾对各种频率的洪水进行分析,求出了各种频率洪峰流量……。在实际工作中,要求根据预报的洪峰流量,来判别入库洪水的标准,因此要求水文预报不仅要及时而且精度要高。或者按水量平衡原理,根据库水位的涨率反推入库洪水流量。

采用入库流量作为判别条件,一般适用于调洪库容小,洪峰流量对库水位的变化起主要作用的水库。

例如,湖北陆水水库,控制陆水全流域面积的 86%,水库距防洪控制点仅 3km,区间洪水比重很小,因此根据水库下游保护区的重要性及防洪能力,以入库流量作为判别条件,对 20 年一遇以下洪水按 20 年一遇 ( $Q_m = 5\,400\text{m}^3/\text{s}$ ) 和 5 年一遇 ( $Q_m = 3\,400\text{m}^3/\text{s}$ ) 分两级固定泄流调度。其调度方式为:入库流量在  $2\,100\text{m}^3/\text{s}$  以下时,泄量等于来量;入库流量在  $2\,100\sim 3\,400\text{m}^3/\text{s}$  时,泄量为  $2\,100\text{m}^3/\text{s}$ ;入库流量在  $3\,400\sim 5\,400\text{m}^3/\text{s}$  时,泄量为  $2\,500\text{m}^3/\text{s}$ ;入库流量超过  $5\,400\text{m}^3/\text{s}$ ,以保大坝安全为主,溢洪道敞开泄流。

2. 以库水位作为判别条件

当水库的防洪库容较大,下游的防洪任务较重时,宜采用以各种频率洪水的调洪最高库水位作为判别条件。调度时,根据实际库水位来判别出现洪水的大小,由此来决定泄流量的大小。

用库水位作为判别条件,一般不会发生未达到标准就加大泄量的情况。但由于加大泄量较迟,对泄洪时机的掌握较晚,因而水库需要有较大的防洪库容。

例如,浙江省某水库为百年一遇设计,千年一遇校核,下游的防洪标准分为三级,采用库水位作为判别条件,泄流方式如表 9.2 所示。

表 9.2 某水库泄流方式

设计频率 / %	20	10	5	1	0.1
库水位 / m	$\leq 123$	$123\sim 124$	$124\sim 126$	$126\sim 129$	$> 129$
泄量 / ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	0	50	$\leq 100$	$\leq 200$	全力泄洪

3. 以峰前量作为判别条件

由以上两种方法可知,采用库水位作判别条件较稳妥,但加大泄水相对较迟,所需防洪库容较大;以入库流量作为判别条件,可以早一些判别洪水频率,但可靠性差。故提出了“峰前量法”作为判别条件,其调度方式如下:

如图 9.11 当泄量为  $q$  时,需防洪库容为  $V(V = V_1 + V_2)$ ,其中峰前蓄水量  $V_1$ ,如等待这次洪水,水库蓄水量达到  $V$  以后,才认为这次洪水已超过标准,虽然判别可靠,但时间较迟,考虑到洪水的持续性,当入库流量出现洪峰  $Q_m$ ,前段按  $q$  泄水,水库已蓄满  $V_1$  后,必然还会有退水部分的一部分水量入库,并需要水库继续蓄水  $V_2$  若选择的洪水典型有足够的可靠性,则在峰前部分已蓄水  $V_1$  的情况下,就可以判别这次洪水总的蓄水量将达到  $V$ ,于是在实际运用时,

若某次洪水峰前蓄水量超过了  $V_1$ , 即可认为洪水已超过标准, 可以改按下一级标准调度。这样, 较单纯以全部防洪库容相应的库水位作为判别条件更为有利。

〔例 9.3〕 河北省岳城水库下游防洪标准采用三级控制。3 年一遇洪水控制下泄量为  $500\text{m}^3/\text{s}$ , 30 年一遇洪水控制下泄量为  $1\,500\text{m}^3/\text{s}$ , 50 年一遇洪水控制下泄量为  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$ 。为了使峰前蓄水量的计算成果较为可靠, 能够适应各种不同类型的洪水, 选择了峰高量小, 峰低量大, 峰量同频率的 1936、1937、1956、1963 年的洪水, 作为典型洪水。分别将它们缩放为 3 年、30 年、50 年一遇的洪水过程。对各类型的洪水先从泄量  $500\text{m}^3/\text{s}$  作为计算条件, 计算 3 年一遇洪水的峰前量(为留有余地计算至主峰出现后两小时), 然后以此蓄水量作为限泄  $500\text{m}^3/\text{s}$  的条件, 计算 30 年一遇洪水的峰前量, 再以 3 年、30 年一遇的峰前量作为控制, 计算 50 年一遇洪水的峰前量, 其结果见表 9.3。

根据以上结果, 编制成调度规则, 如表 9.4。

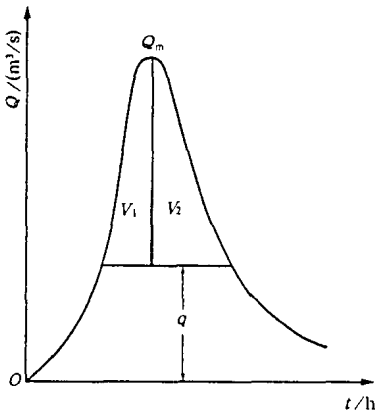


图 9.11 峰前量法示意图

表 9.3 不同频率各典型年峰前量计算结果表

重 现 期/ 年	控 制 泄 量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	各 典 型 年 峰 前 量 $V_1/10^8\text{m}^3$				采 用 值/ $10^8\text{m}^3$
		1956	1963	1937	1936	
3	500	0.46	0.63	0.35	0.40	0.70
30	1 500	3.03	2.63	2.37	2.36	3.20
50	3 000	3.72	3.20	3.59	2.04	3.80

表 9.4 防洪调度规则表

重 现 期/ 年	控 制 方 法	起 调 水 位/ m	泄 量/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	水 库 水 位 控 制/ m	入 库 洪 峰 控 制/ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
3	峰前量法 防洪库容法	132.0	500	低于 134.9 低于 136.3	$\leq 2150$
30	峰前量法 防洪库容法	132.0	1 500	135~143.2 低于 153.6	$> 2\,150$ $\leq 9\,200$
50	峰前量法 防洪库容法	132.0	3 000	143.2~144.9 低于 155.1	$> 9\,200$ $\leq 10\,900$

由表 9.4 可以看出, 对采用不同判别条件所需要的防洪库容进行比较, 结果采用峰前量法作为判别条件, 较采用库水位法作为判别条件所需要的防洪库容小, 这是因为用峰前量提前判断了洪水的机遇, 提前加大了泄量的缘故。

〔例 9.4〕 枫树坝水库的下游防护控制点是龙川县城, 要求发生 20 年一遇洪水且区间出现洪水时, 龙川水位不得超过 70m, 流量不大于  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$ 。为满足龙川县的防洪要求, 根据龙川的流量分级进行控制, 如表 9.5。

调洪控制条件及调洪程序的说明如下：

(1)调洪控制泄流判别条件,见表 9.6。

表 9.5 枫树坝水库分级调洪控制条件

汛别	水库来水频率 $p/(\%)$	龙川控制流量 $Q_{\text{龙控}}/(\text{m}^3/\text{s})$	水库下泄流量 $q/(\text{m}^3/\text{s})$	备 注
前汛期	$p \geq 20$ $20 > p \geq 10$ $10 > p \geq 5$ $5 > p \geq 0.1$	$\leq 1\,200$ $\leq 2\,000$ $\leq 3\,000$ 不控制	$1\,200 - Q_{\text{区}}$ $2\,000 - Q_{\text{区}}$ $3\,000 - Q_{\text{区}}$ 敞泄	考虑供水传播时间,区间流量 $Q_{\text{区}}$ 错后 8 小时
后汛期	$p \geq 20$ $20 > p \geq 10$ $10 > p \geq 5$ $5 > p \geq 0.1$	$\leq 2\,000$ $\leq 2\,500$ $\leq 3\,000$ 不控制	$2\,000 - Q_{\text{区}}$ $2\,500 - Q_{\text{区}}$ $3\,000 - Q_{\text{区}}$ 敞泄	

表 9.6 枫树坝水库控制泄流判别条件

汛别	判 别 条 件		泄 洪 方 式	
	当时库水位/m	入库流量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	控制泄流/ $(\text{m}^3/\text{s})$	最小泄量/ $(\text{m}^3/\text{s})$
前汛期	162.5~167.4	$Q < 3\,600$	$q \leq 1\,200 - Q_{\text{区}}$	292
	167.4~168.1	$3\,500 \leq Q \leq 4\,600$	$q \leq 2\,000 - Q_{\text{区}}$	292
	168.1~169.2	$4\,600 \leq Q \leq 5\,600$	$q \leq 3\,000 - Q_{\text{区}}$	292
后汛期	164.0~166.6	$Q = 3\,500$	$q \leq 2\,000 - Q_{\text{区}}$	292
	166.6~167.9	$3\,500 \leq Q \leq 4\,600$	$q \leq 2\,500 - Q_{\text{区}}$	292
	167.9~169.2	$4\,600 \leq Q \leq 5\,600$	$q \leq 3\,000 - Q_{\text{区}}$	292

表中的判别条件是经过调洪演算后求得的。

分别对低于和高于下游防洪标准的常遇洪水控制条件调洪演算,求得各种频率下的调洪最高水位进行分析比较后,确定由表 9.6 的数值作防洪调度的判别条件。

(2)泄洪方式。

①每个起调水位与设计规定的防洪水位 169.2m 之间,按补偿调节进行调洪,即  $q_{\text{库}} + Q_{\text{区}} \leq Q_{\text{龙控}}$ 。

②库水位超过 169.2m 之后,为保大坝,采用敞泄,最高水位不得超过设计规定的校核洪水位 172.7m。

③当库水位低于 20 年一遇洪水的洪水位时,视来水情况按表 9.6 判别条件控制泄流。

(3)调洪程序。

首先,进行 5 年一遇洪水的演算,求出相应调洪最高水位。

其次,进行 10 年一遇洪水的演算,由于在无预报情况下无法预知来洪的大小或出现洪水的频率,为避免泄水过多影响下游防洪和兴利蓄水,开始时先按 5 年一遇洪水的控制条件进行,待水库水位达到 5 年一遇洪水的最高水位后,再按 10 年一遇的洪水控制条件进行调洪,并求出 10 年一遇洪水的洪水位。

然后,进行 20 年一遇洪水的调洪计算,同样先从 5 年一遇洪水的控制条件进行调洪,待库水位达到其相应水位后,再按 20 年一遇洪水控制条件进行调洪,求出 20 年一遇洪水的相应洪

水位。

最后,进行千年、五千年一遇洪水的调洪计算,同样也以 5 年、10 年、20 年一遇洪水的控制条件进行调洪,待库水位超过 20 年一遇的洪水位后,开始按千年、五千年一遇洪水,按自由泄流的调度方式泄洪,得出水库相应的设计洪水位与校核洪水位。

(4)列表调洪计算。

以前汛期  $p = 5\%$  洪水的调洪演算为例,说明补偿调节的计算过程,见表 9.7。

表 9.7 前汛期  $p = 5\%$  洪水调洪计算表

时 间	入库流量	区间流量	龙 川 控制流量	水 库 下泄流量	时 段 平均流量	水库水位	库 容	水 库 实泄流量	龙 川 实际流量
月日时	$Q_{\text{库}} /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_{\text{区}} /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_{\text{龙控}} /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_{\text{龙}} - Q_{\text{区}} /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\bar{Q} / (\text{m}^3/\text{s})$	$Z/\text{m}$	$(V/\Delta t) /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$q / (\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{\text{龙实}} /$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	10
6 13 18	752	317	1 200	883	761	162.50	187 550	761	
20	770	319	1 200	881	828	162.50	187 550	828	1 200
22	885	325	1 200	875	910	162.50	187 550	875	1 200
14 0	935	331	1 200	869	1 098	162.50	187 585	869	1 200
2	1 260	337	1 200	863	1 395	162.55	187 814	863	1 200
4	1 530	343	1 200	857	1 600	162.52	188 346	857	1 200
6	1 670	295	1 200	905	1 675	162.79	189 089	905	1 200
8	1 680	245	1 200	951	1 680	162.85	189 859	951	1 200
10	1 680	198	1 200	1 012	1 680	163.00	190 588	1 012	1 200
12	1 680	150	1 200	1 050	1 680	163.10	191 256	1 050	1 200
14	1 680	166	1 200	1034	1 680	163.20	191 886	1034	1 200
16	1 680	182	1 200	1 018	1 680	163.25	192 532	1018	1 200
18	1 680	198	1 200	1 002	1 680	163.39	193 194	1 002	1 200
20	1 680	214	1 200	986	1 680	163.50	193 872	986	1 200
22	1 680	255	1 200	945	1 680	163.60	194 566	945	1 200
15 0	1 680	295	1 200	905	1 680	163.70	195 301	905	1 200
2	1 680	335	1 200	865	1 680	163.80	196 076	865	1 200
4	1 680	375	1 200	825	1 680	163.90	196 891	825	1 200
6	1 680	976	1 200	224	1 715	164.05	197 746	292	1 200
8	1 750	1 578	1 200		1 925	164.20	199 169	292	1870
10	2 100	2 179	1 200		2 625	164.50	200 802	292	2 471
12	3 150	2 780	1 200		3 765	164.80	203 135	292	3072
14	4 380	2 522	1 200		4 715	165.30	206 608	292	2 814
16	5 050	2 263	1 200		5 220	165.90	211 031	292	2 555
18	5 390	2 005	1 200		5 495	166.55	215 959	292	2 297
20	5 600	1 746	1 200		5 375	167.24	221 162	292	2 038
22	5 150	1 546	2 000	454	4 920	167.90	226 245	454	2 000
16 0	4 690	1 346	3 000	1 654	4 405	168.45	230 711	1 654	3 000
2	4 120	1 146	3 000	1 854	3 640	168.80	233 462	1845	3 000
4	3 160	946	3 000	2 054	2 845	169.05	235 248	2 054	3 000
6	2 530	803	3 000	2 197	2 325	169.10	236 039	2 147	3 000
8	2 120	660	3 000	2 340	2 070	169.13	236 167	2 340	3 000
10	2 020	518	3 000	2 482			235 897		

表 9.7 第②、③栏为入库洪水过程线(1964 年典型)及龙川区间设计洪水过程(1964 年型)。

第④栏为前汛期下游保护对象龙川站的控制流量。

第⑤栏为满足龙川控制流量要求的水库下泄流量(考虑洪水传播时间、区间流量  $Q_{\text{区}}$  错后 8 小时),其值为龙川控制流量与区间控制流量之差。

第⑥栏为时段平均入库流量。

第⑦栏为水库水位。当  $Q_{\text{坝}} \leq Q_{\text{龙控}} - Q_{\text{区}}$  时,水库按入库流量下泄,维持库水位不变,当  $Q_{\text{坝}} > Q_{\text{龙控}} - Q_{\text{区}}$  时,水库从起调水位 162.5m 开始按  $Q_{\text{龙控}} - Q_{\text{区}}$  控制下泄。

第⑧栏为相应水位的库容,起调水位的库容从  $Z - \frac{V}{\Delta t}$  曲线中查得,下一时段的  $\frac{V}{\Delta t}$  值,按公式  $\frac{V_2}{\Delta t} = \frac{V_1}{\Delta t} + Q - q$  计算求出,并查得相应水位。

第⑨栏为水库各时段的实际下泄流量。一般情况下,该值即等于第⑤栏数值,但在起调水位低,龙川控制流量小,区间来洪不大的洪水(20 年一遇洪水以下)情况下,当  $Q_{\text{龙控}} - Q_{\text{区}} < Q_T = 292\text{m}^3/\text{s}$  时,则按水轮机最大过水能力下泄。

第⑩栏为龙川实际过水流量。一般情况下,该值等于第④栏数值,唯出现水库按水轮机最大过水能力泄流时,龙川实际过水量可能超过控制值,但基本上不超过  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$  的要求。当超过不大(如表中出现的  $3\,072\text{m}^3/\text{s}$ ),且历时很短,也是可以允许的。

#### 四、防御特大洪水的非常措施

一般水库的泄洪设施分为正常和非常泄洪设施两部分,正常泄洪设施的泄洪能力应能满足正常运用时的泄洪要求,当水库遭遇到特大洪水时,要启用非常泄洪设施,以满足非常运用时的泄洪要求,保证大坝安全,因为正常运用标准与非常运用标准相差较大,所以非常运用的泄洪设施,一般都采用临时措施解决(如爆破副坝)。启用非常措施后,将会使下游遭受一定的淹没损失,影响水库效益的发挥,且汛后还必须修复,因此,应根据水库的规模、重要性、地形地区条件及启用非常措施后对下游影响程度等方面,慎重拟定启用标准。例如,河南省鸭河口水库,正常运用标准为 500 年一遇,非常运用标准为可能最大洪水。对  $p = 0.02\%$ 、 $0.01\%$  及  $0.1\%$  洪水再加大二成,三个方案,进行比较后,采用  $0.01\%$  洪水再加大二成的洪水标准,为非常溢洪道的启用标准。

因为启用非常措施后果严重,故判别条件应十分可靠,如果水库调洪能力较大,可采用以库水位高于相应启用标准的库水位作为启用非常措施的判别条件。如河南省鸭河口水库最高水位为 180.3m,启用非常措施的水位为 178.5m,这样既安全,又比较明确,如果水库调洪能力不大,入库的洪峰与洪量有一定相关关系的水库,可采用按入库流量及库水位相结合作为判别条件。

水库非常泄洪设施可采用非常溢洪道及非常泄洪洞,也有采用爆破副坝或自溃坝等非常泄洪措施的。鸭河口水库拟定当库水位达到 178.5m 时启用非常设施,其具体办法就是爆破副坝。但爆破副坝泄洪,不仅每年要准备炸药,管理费用大,而且在狂风暴雨下难以实施。为解决这个困难,有的水库采用引冲自溃坝泄洪的措施,但一般都须经过模型试验。

总之,每年汛前,各个水库都必须作好防御特大洪水的准备,对防汛队伍、物料和通讯、照

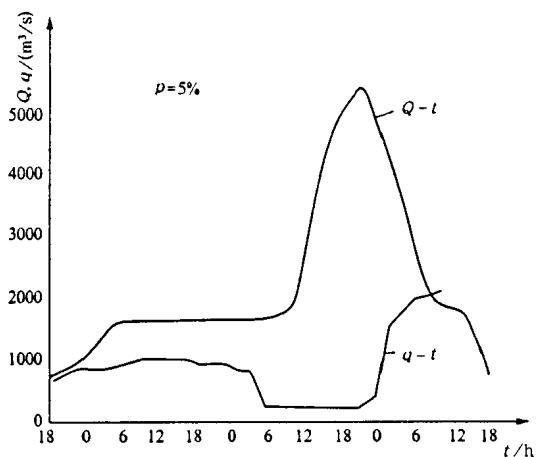


图 9.12 入库洪水及水库下泄过程线

明设施、爆破办法及如何及时向下游报警和群众安全转移等,均要作出具体安排,以保证人民生命财产的安全。

## 第四节 洪水预报调度

现在许多运行的水库都在不同程度上开展了洪水预报调度工作。有了洪水预报,可以在洪水到来之前,将水库的蓄水尽量下泄,腾出一部分库容,让这部分库容与原来未被充蓄的库容共同调蓄洪水,这样可提高水库的抗洪能力,增加防洪调度的预见性和主动性。同时利用洪水预报可以适时拦蓄洪水,尽量减少弃水,充分利用水能,最大限度地发挥水库的综合利用效益。例如,富春江水库,利用洪水预报,平均一次洪水可多发电 150 万度。丰满水库自 1953 年就开始利用预报进行调度,已多发电十几亿度。总之,利用预报进行防洪调度,可以使防洪与兴利更好的结合,能做到一库多用、一水多用,充分利用水利资源。

### 一、预报方案的评定分析

利用洪水预报进行调度,首先须对预报方案进行检验评定,因为洪水预报方案的准确程度是影响调度效果的关键所在,所以,利用预报进行防洪调度,首先对预报误差要有充分的估计,检验预报方案的有效性和可靠程度,使预报人员作到心中有数,便于正确使用预报成果,以提高水库的防洪安全和经济效益。

由于影响水文现象的因素多而复杂,预报值与实测值相比,总会有一定的误差。误差的来源有三个方面:水文测验的误差、方法性的误差及抽样误差。在实际工作中,难以把各种误差区分清楚,只能将这些误差通称为预报误差。预报误差可以用绝对值表示,也可用相对值表示:

$$\text{绝对误差: } \delta = \text{预报值} - \text{实测值}$$

$$\text{相对误差: } e = \frac{\text{预报值} - \text{实测值}}{\text{实测值}} \times 100\%$$

$$\text{预报精度: } \mu = 1 - e$$

为了统一技术标准,提高水文情报预报工作的质量,水文预报规范<sup>[46]</sup>对水文预报方案的评定或检验方法作出了明确的规定。规范规定,对以预报要素值在预见期  $\Delta t$  内变幅  $\Delta i$  计算,要求用确定性系数  $d_{\Delta}$  进行。

$$d_{\Delta} = 1 - \frac{S_{\Delta}^2}{\delta_{\Delta}^2}$$
$$S_{\Delta} = \sqrt{\frac{\sum (\Delta i - \Delta)^2}{n}}$$
$$\delta_{\Delta} = \sqrt{\frac{\sum (\Delta i - \bar{\Delta})^2}{n}}$$

式中  $S_{\Delta}$  ——预见期内预报变幅误差的均方差;

$\delta_{\Delta}$  ——预见期内预报要素变幅的均方差;

$\Delta i$  ——预报要素值在预见期内的变幅;

$\Delta$  ——预见期内的预报变幅;

$\bar{\Delta}$  ——变幅的均值。

评定时按下列标准,划分预报方案有效性的等级:

方案的有效性	甲等	乙等	丙等
$d_{\Delta}$	$>0.90$	$0.70\sim0.90$	$40.50\sim0.60$

同时,对不同的预报要素及预报方法的许可误差也作出了不同的规定。

如河道水位(流量)预报,预见期内最大变幅的许可误差采用变幅均方差  $\delta_{\Delta}$ ,变幅为零的许可误差采用  $0.3\delta_{\Delta}$ ,其余变幅的许可误差按上述两值中内插求出。

又如降雨径流预报,净雨深预报的许可误差采用实测值的 20%,许可误差大于 20mm 时,以 20mm 为上限;许可误差小于 3mm 时,以 3mm 为下限。洪峰流量的许可误差取实测值的 20%,并以流量测验误差为下限。洪峰流量出现时间的许可误差,取预报根据时间至实际峰现时间间距的 30%,并以 3 小时或一个计算时段为限。

规范规定,要按许可误差标准进行评定或检验,须计算其合格率。

$$\text{合格率} = \frac{\text{合格点据数}}{\text{总点据数}} \times 100\%$$

当合格率  $\geq 85\%$  为甲等

$85\% > \text{合格率} \geq 70\%$  为乙等

$70\% > \text{合格率} \geq 60\%$  为丙等

凡达到上述甲、乙两个等级者可用于作业预报;达到丙级的方案只能用于参考性预报;丙等以下的方案,只能作参考性估报。

需要说明的是,尽管甲、乙等级的预报方案可以用来正式发布预报,但其合格率也只有 70% 以上,仍有一定的误差存在,在进行调度时,要充分考虑到这一点。尤其对一些比较重要的水库更要慎重处理,以策安全。

## 二、利用洪水预报进行预泄

利用预报进行预泄的目的是在洪水到来之前,腾出一部分汛限水位以下的库容,从而减少预留的防洪库容,增加兴利效益。

当水库建立了降雨径流预报方案,在水库得到降雨的情报之后,便可通过产流、汇流计算,求出入库的径流过程。水库可以根据预报(在预见期  $t_{\text{预}}$  之内),预先加大泄量,降低水库水位,腾出一部分库容,以便拦蓄洪水,削减洪峰,如图 9.13 所示,  $Q-t$  为预报的洪水过程,下游防护区的允许泄量为  $q_{\text{安}}$ ,  $t_0$  时刻库水位为防洪限制水位,自  $t_0$  开始提前下泄流量,水库蓄水量逐渐下降至  $t_2$  时刻,下泄量为  $V_1$ 。  $t_2$  以后入库流量大于  $q_{\text{安}}$ ,水库蓄水量逐渐增加,至

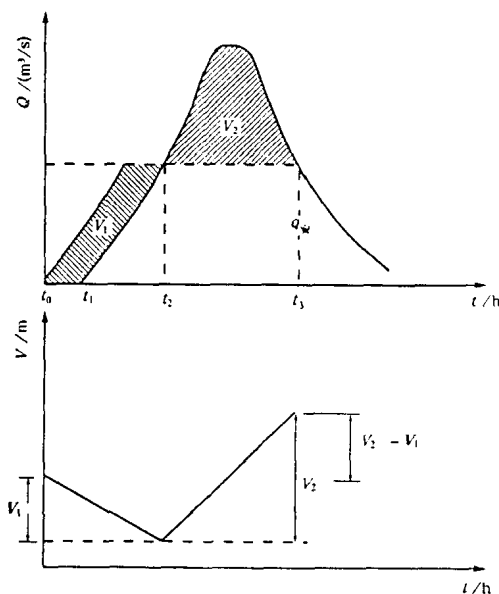


图 9.13 洪水预泄示意图

$t_3$  时刻达到最大值。在不考虑预泄的情况下,所需防洪库容为  $V_2$ ,而预泄之后,实际需要的防洪库容为  $V_2 - V_1$ 。由此可见,利用洪水预报预泄,可以减少专用的防洪库容,提高防洪与兴利



的结合程度。

在进行预泄的调洪计算中,要注意以下 4 点:

- (1)预泄流量,即本时段入流加上预见期以后时段的预报流量。
- (2)预泄流量不大于下游安全泄量。
- (3)预泄流量不超过泄洪建筑物的泄洪能力。
- (4)须是在预报精度较高的情况下进行。

### 三、利用预报拦蓄洪水余量

汛末能否及时拦蓄洪水余量,使水库水位达到正常高水位,是关系到供水期的供水能否得到保证的大问题,因此,抓住蓄水的时机,争取汛末水库蓄满也是非常重要的。

汛末关闸回蓄的时间,通常要根据洪水的特性,水库调度的经济,结合中短期水文预报来确定。为了利用预报更好地进行回蓄,有的水库是通过对历史洪水退水规律的分析,制定洪水余量  $W$  与退水流量  $Q$  的相关图,如图 9.14(c)。当得知洪水的机遇及水库应回蓄水量,可在图上查出相应的退水流量,在该流量下关闸蓄水,以保证水库蓄满。

关于  $w - P\% - Q$  曲线的绘制可按如下进行:

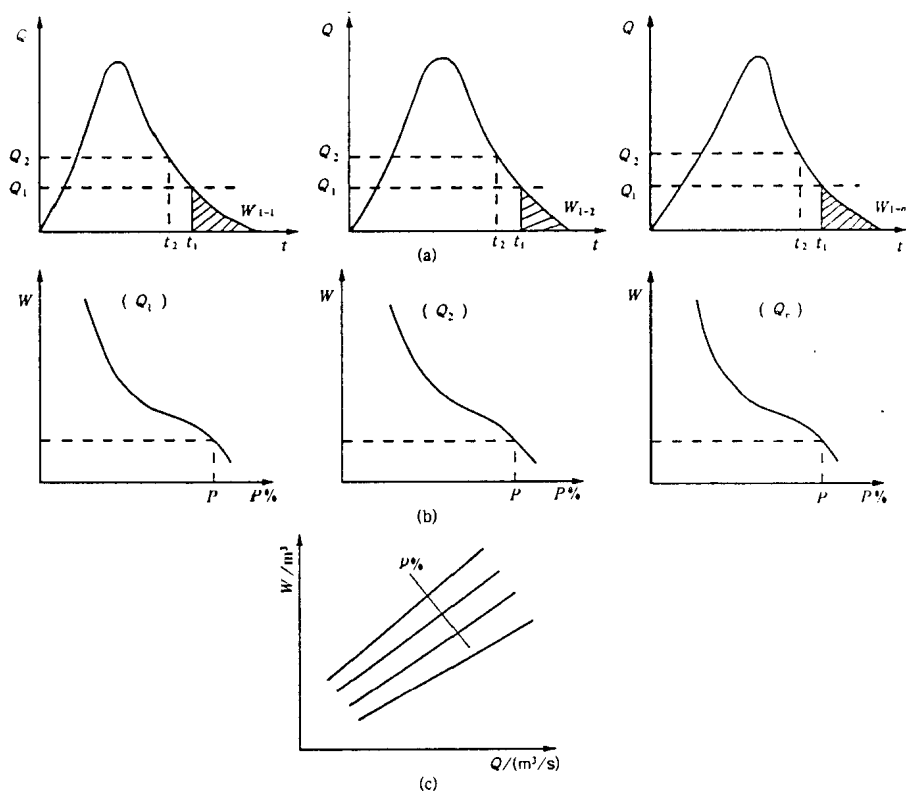


图 9.14  $Q - P\% - W$  相关图

- (1)在实测的洪水资料中选择若干次消落缓慢的洪水过程线。
- (2)假设若干个退水流量  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $\dots$ 、 $Q_n$ ,并分别统计各种退水流量  $Q$  相应的洪水余量  $W$ ,如图 9.14(a)。

(3)分别绘制每一个退水流量相应洪水余量的频率曲线如图 9.14(b)。并于图上查得各种流量同一频率下的洪水余量,如图 9.14(b)中虚线所示。

(4)绘制以  $P\%$  为参数的退水流量  $Q$  与洪水余量  $W$  的相关图,如图 9.14(c)。

在根据预报得知汛末出现洪水的机遇之后,利用  $W - P\% - Q$ ,根据当时应回蓄水量  $W$ ,查出相应的退水量  $Q$ ,关闸蓄水。

#### 四、中小型水库预报及抗洪能力图表的编制

由于中小型水库流域面积小,河道坡降大,汇流时间短,洪水来势猛。因此,不宜进行复杂的预报调度,在实际工作中,常采用洪水预报综合相关图来进行预报。所谓综合相关图,就是将水库的入库流量预报与水库调洪演算的有关曲线绘在一张图上,如图 9.15。或者制成抗洪能力图表,以便于查用。现将两种图表制法介绍如下:

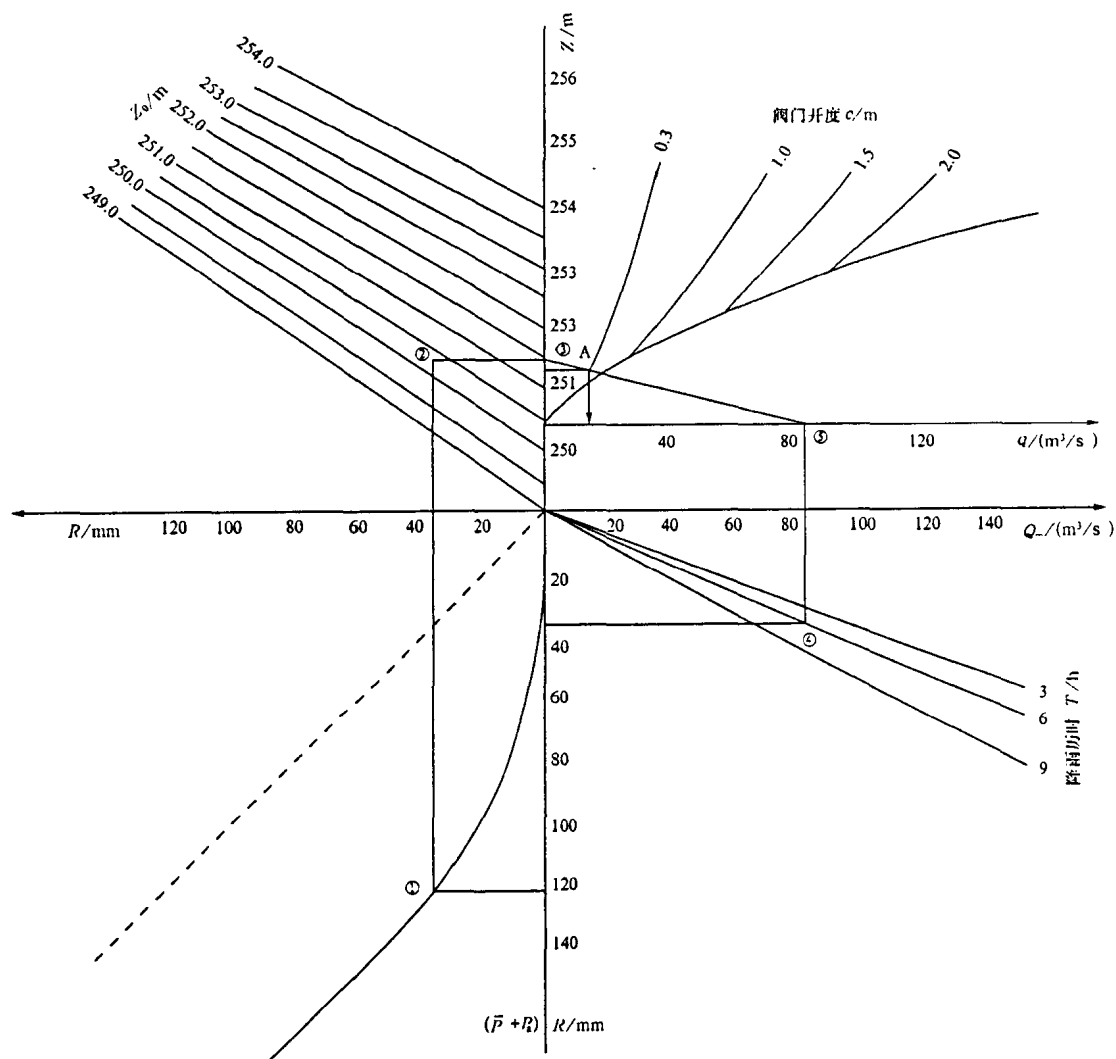


图 9.15 洪水预报综合相关图

### 1. 洪水预报综合相关图的编制方法

(1) 将以水库水位  $Z$  为纵坐标, 溢洪道(或泄洪洞)的泄流量  $q$  为横坐标, 以闸门的开度  $e$  (或孔数  $n$ ) 为参数, 在第一象限绘制水库水位和泄量的关系曲线。

(2) 将以径流深  $R$  为纵坐标, 入库洪峰流量  $Q_m$  为横坐标, 以降雨的历时  $T$  为参数, 绘制入库洪水的峰量相关线, 绘在第四象限。

(3) 将以  $(P + P_*)$  为纵坐标,  $R$  为横坐标的降雨径流相关线会在第三象限。

(4) 将以库水位  $Z$  为纵坐标, 径流深  $R$  为横坐标, 不同的起始水位  $Z_0$  为参数的  $R - Z_0 - Z$  曲线, 绘在第二象限。其绘制方法是:

首先假定不同的起始水位  $Z_0$ , 并由水位 - 容积曲线, 查出相应的库容  $V_0$ , 再对每个  $V_0$ , 假设不同  $R$ , 根据流域面积计算出相应于  $R$  的洪水总量  $W$ 。将  $W$  与  $V_0$  相加, 得出库容  $V (V = V_0 + W)$ , 并查出该库容的相应水位  $Z \cdots \cdots$ 。然后绘出以  $Z$  为纵坐标,  $R$  为横坐标, 以  $Z_0$  为参数的  $Z - Z_0 - R$  曲线图, 即图 9.15 的第二象限。

有了综合相关图, 当已知流域的平均降雨量及其前期影响雨  $P_*$  之后, 根据当时水库的起涨水位, 溢洪闸门的开度等, 即可利用综合相关图进行预报。

【例 9.5】 如图 9.15, 已知水库溢洪道堰顶高程为 250.45m, 某日降雨 6h, 流域平均降雨量  $\bar{P} = 83\text{mm}$ ,  $\bar{P}_* = 39\text{mm}$ , 水库起涨水位  $Z_0 = 250.8\text{m}$ , 当溢洪道闸门开度  $e = 0.5\text{m}$  时, 试预报本次洪水水库将达到的最高水位及最大下泄流量。

(1) 计算出  $\bar{P} + \bar{P}_* = 83 + 39 = 122\text{mm}$ , 自第三象限降雨径流相关线中得到  $R = 35\text{mm}$ 。

(2) 假设水库不泄洪, 据  $R = 35\text{mm}$  向上引垂线, 交  $Z_0 = 250.8$  (在  $Z_0 = 250.0$  与  $Z = 251.0$  两条线间内插), 得到②点, 从②点再引一平行线, 交纵坐标的③点, 得水库不泄洪情况下最高水位  $Z'_m = 251.5\text{m}$ 。由于此水位已超过了溢洪道的堰顶, 因此要考虑泄洪。

(3) 由  $R = 35\text{mm}$ , 查第四象限峰量相关线上  $T = 6\text{h}$  线, 得到④点, 由④点引线交于  $A_0$ ,  $A$  点的纵坐标值即为水库最高水位  $Z_m = 251.3\text{m}$ , 横坐标值水库最大下泄流量  $q_m = 14\text{m}^3/\text{s}$ 。

### 2. 水库抗洪能力图表的编制及应用

水库的抗洪能力是指水库在某一个蓄水位下, 能够安全防御某一标准洪水的能力, 在水库的坝高、库容、溢洪道底高程及宽度一定的情况下, 预先将水库各级蓄水位以下的拦洪能力, 以允许最大降雨量来表示, 直接制成图表, 就可以根据当时的雨情、水情、进行查算, 迅速判定水库的安全程度, 从而增强防洪的主动性。

抗洪能力图表的形式很多, 下面介绍水库允许最大降雨量(水库抗洪能力)查算表的制作方法。

【例 9.6】 如例 9.5, 已知水库的库容曲线, 流域集水面积及降雨径流关系, 水库允许最高水位为 254.0m, 相应库容为 989.7 万  $\text{m}^3$ 。

(1) 将水位与库容的关系, 列入表 9.8 的①、②栏。

(2) 以允许最高洪水位的相应库容减去各级水位的库容, 得空余库容, 如③栏。

(3) 将空余库容按  $R = \frac{V_{\text{空}}}{A \times 10^3}$  折合成相当于集水面积  $A$  上产生的径流深列入④栏。

(4) 以④栏各值在  $(P + P_*) - R$  相关图上查得相应的  $P + P_*$ 。

(5) 设不同的前期影响雨量  $P_* = 0, 20, \cdots, 80$ , 以  $P + P_*$  值减去  $P_*$ , 得出在  $P_*$  的条件下,

允许的最大雨量,如⑥至⑬栏。

当已知库水位及  $P_{\text{主}}$  的情况,可由表中查得在该库水位下,水库可容纳的雨量。

例如,已知水库的水位为 250.5m,经计算得知某日  $P_{\text{主}} = 20\text{mm}$ ,由表中查知允许的最大降雨量  $P = 177.3\text{mm}$ 。

表 9.8 水库允许最大降雨量(水库抗洪能力)查算表

起涨 水位 $Z_0/\text{m}$	起涨 库容 $V_0/10^4\text{m}^3$	空余 库容 $V_{\text{空}}/10^4\text{m}^3$	$V_{\text{空}}$ 折合 径流深 $R/\text{mm}$	由相关 图查得 $(P + P_{\text{主}})/\text{mm}$	不同 $P_{\text{主}}$ 情况下水库的允许最大降雨量/mm							
					$P_{\text{主}}$							
					0	20	40	50	60	70	80	90
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
249.0	311.6	678.1	141.2	231.2	231.2	211.2	191.2	181.2	171.2	161.2	151.2	141.2
250.0	418.3	571.4	119.0	209.0	209.0	189.0	169.0	159.0	149.0	139.0	129.0	119.0
251.0	540.2	449.7	93.7	183.7	183.7	163.7	143.7	133.7	123.7	113.7	103.7	93.7
252.5	750.6	239.1	49.8	138.0	138.0	118.0	98.0	88.0	78.0	68.0	58.0	48.0
253.5	900.0	89.7	18.7	98.0	98.0	78.0	58.0	48.0	38.0	28.0	18.0	8.0

第五节 防洪调度规则的制定

防洪调度图是指导水库防洪调度的基本依据,由于它是在一定的设计条件下制定的,因此它反映不了防洪调度中的许多细节和措施。为了使水库的防洪调度在任何情况下均有所遵循,需要在防洪调度图的基础上,附加文字说明,定出各种可能出现洪水情况的调度规则,以确保安全,发挥防洪效益。

防洪调度规则一般包括下列内容:

(1)前、后汛期水库遭遇一般较小洪水,且库水位未超过防洪限制水位时的兴利蓄水与防洪调度的规定。

(2)水库发生常遇洪水(5年、10年一遇洪水)、防洪标准洪水、大坝设计标准洪水及特大稀遇洪水的判别条件,控制泄量、调度方式和采取相应措施的规定。

(3)水库遭遇到不同频率洪水时,泄洪设备闸门启闭的决策程序和闸门操作的有关规定。

(4)汛中和汛末水库拦洪的消落和回蓄的有关规定。

(5)整个汛期利用洪水预报采取预泄,预蓄和回充的有关措施和规定。

[例 9.7] 枫树坝水库防洪调度规则

(1)在前、后汛期中上游未发生 5 年一遇洪水时,水库水位不应超过防洪限制水位 162.5m 和 164.0m。

当水库遇到一般较小洪水,库水位在 162.5m(前汛期)和 164.0m(后汛期)以下时,原则上按发电调度蓄水,不弃水。

当库水位在前后汛期防洪限制水位附近时,电站应以水轮机最大过水能力( $292\text{m}^3/\text{s}$ )发电,保持库水位在防洪限制水位以下,在入库流量增大,且其值小于当时龙川控制流量与区间来洪之差时,即前汛期  $Q_{\text{坝}} \leq 1200 - Q_{\text{区}}$ ,或后汛期  $Q_{\text{坝}} \leq 2000 - Q_{\text{区}}$  时,水库按来水泄流,即来多少,泄多少(泄量包括水轮机泄水在内)。

(2)对水库遭遇 5 年、10 年一遇洪水和防洪标准(5%)洪水时,当库水位处于 162.2m(20 年

一遇洪水调洪最高水位)以下时,视来水情况,按表 9.6 中所列判别条件泄流。

(3)对遭遇大洪水(大于 20 年一遇洪水)或设计、校核洪水时水库调度方式如下:

当库水位接近 169.2m,并入库流量  $Q < 5\,600\text{m}^3/\text{s}$  时,水库按  $q = 3\,000 - Q_{\text{区}}$  控制泄洪,维护库水位在 169.2m 以下;如库水位超过 169.2m,即使入库流量小于  $5\,600\text{m}^3/\text{s}$  时,也不再考虑龙川控制流量  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$  的要求,可适当加大泄量,使库水位降至前后汛期的防洪限制水位 162.5m 和 164.0m 附近,以备拦蓄下次的洪水。

当库水位已达到或超过 169.2m,且入库流量  $Q > 5\,600\text{m}^3/\text{s}$ ,为确保大坝安全,不再考虑下游防洪要求,视入库流量大小,逐渐加大泄流量,直至六孔闸门全部开启敞泄。

当水库泄洪设备已全部敞泄,水库水位仍继续上涨,且入库流量超过  $13\,200\text{m}^3/\text{s}$ ,推算最高库水位将要超过大坝高程 173.3m(防浪墙顶高程为 174.5m)时,必须采取紧急非常泄洪措施,以确保大坝安全。

(4)防洪调度中泄洪开闸的有关规定:

开始开闸泄洪时,应于开闸前或开闸时通知龙川县防洪指挥部作好防汛准备。在泄量加区间来水小于  $1\,200\text{m}^3/\text{s}$  时,可先开闸、后报上级备案;当泄量增大预计龙川过水流量达  $2\,000 \sim 2\,500\text{m}^3/\text{s}$  时,一般需请示有关部门决定后执行,当泄量再增大预计龙川过水流量达  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$  时,须立即拟定泄流计划,急速报上级批准后执行,并应事先通知龙川县防汛指挥部,以便下游作好安全转移准备;当水库遭遇超防洪标准洪水下泄时,更应事先请示上级批准后执行。

当需要泄洪时,应按照规定的制度,办理开闸手续,方能开闸。闸门管理单位事先作好闸门及启闭操作系统的维修和养护,保证及时安全操作闸门,准确控制下泄流量。

关于泄洪设备的维修保养和泄洪闸门的启闭运用,另编有详细的管理制度和使用操作规则,以确保汛期安全运用。

(5)对汛中和汛末水库蓄洪后,消落和回蓄方式规定如下:

在前汛期 5~6 月底以前,遭遇 5 年一遇以上洪水,使库水位超过防洪下限水位 162.5~163.0m 之间时,预计只以水轮机最大过水能力下泄,当短期能使水位消落至 162.5m 时,应在洪峰过后,原则上继续以较大泄量下泄(最大泄量与区间流量之和应小于或等于本次洪水频率下龙川控制流量),以使库水位降落至防洪限制水位以下。

在后汛期 8~9 月底以前,凡遭遇大于 5 年一遇以上洪水,在洪峰过后,原则上继续按本次洪水较大泄量下泄(控制条件见表 9.6),直至水位消落至 166~164m 之间时,才按入库流量调整下泄流量,根据水情可控制蓄水,使库水位于 9 月底回升至 166m。

以上仅是个特例,各水库的防洪调度规则,应视其具体情况而定。其条款可增可减,但需要抓住主要问题,不宜过于繁琐。

总之,防洪调度图是按照一定的条件制定的,而实际上在运用年度内,可能出现的情况是复杂的,有很多情况难以预料。因此,不能把调度图作为唯一的依据,需要根据当时的雨情、水情和天气预报等具体情况灵活运用。

## 第六节 综合利用调度

一般说来,水库可能担负的任务包括防洪、灌溉、发电、给水、航运、养殖、旅游、卫生等。凡

是担负两种或两种以上任务的水库,均属综合利用水库(multipurpose reservoir)。

综合利用水库各用水部门有各自的用水要求,各用水部门在用水数量、时间和质量方面除有互相适应的一面,还有互相矛盾的一面。如何处理各用水部门之间的矛盾,调整他们之间的关系,在最大限度满足各用水部门要求的基础上,达到综合效益最大,就是水库综合利用调度的最终目的。由于灌溉、发电、防洪各自的调度方法,在前面已作介绍。本节着重简述防洪与兴利关系的处理;多沙河流水库的控制运用及国民经济其他部门对水库调度的要求。

### 一、防洪与兴利结合的水库调度

#### 1. 防洪与兴利关系的处理

兼有防洪和兴利任务的综合利用水库,主要是两者之间的库容分配问题。防洪和兴利库容的关系有如下三类:

(1)防洪库容与兴利库容完全分开。这时防洪限制水位和正常蓄水位重合,全年都预留相同的防洪库容,如图 9.16(a)所示。

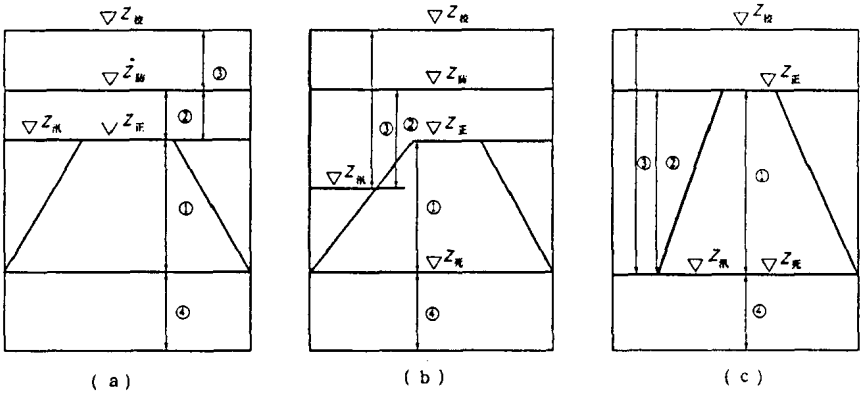


图 9.16 防洪库容与兴利库容结合方式

①兴利库容;②防洪库容;③调洪库容;④死库容

(2)防洪库容与兴利库容部分重叠,这时防洪限制水位在正常蓄水位和死水位之间,仅在汛期预留了足够的防洪库容,如图 9.16(b)

(3)防洪库容与兴利库容完全重叠,这时防洪高水位与正常蓄水位重合,如图 9.16(c),此重叠库容汛期用于防洪,汛末蓄水兴利。

我国雨洪河流的洪水在年内分配上一般具有明显的季节性,如黄河中下游主要汛期 of 7~9 月,长江中游为 6~9 月等。因此,如果水库在主要汛期预留足够的防洪库容,以调节可能发生的洪水,汛后利用余水充蓄部分或全部防洪库容,以达到一库多用的目的。所以,防洪库容与兴利库容结合的方式应尽量采用第二或三类为宜。只有在流域面积较小的山区河流,洪水的形成无明显规律可循;或在某些中、小型水库中因条件限制,泄洪设备无闸门控制时,才采用防洪库容与兴利库容完全分开的方式。

#### 2. 防洪与兴利结合的水库调度

防洪与兴利结合的水库,其正常运行方式是通过水库调度图来控制实现的。它既是编制水库兴利年度计划和拟定防洪调度方式的依据,也是合理解决防洪和兴利矛盾的手段。因此,

应首先正确拟定水库调度图。

兴利调度图、防洪调度图的绘制方法已在前面作了介绍,这里重点阐述这两类调度线的组合方法。

对于防洪和兴利完全分开的综合利用水库,由于其各自的运行区互不干扰。因此,兴利调度线和防洪调度线各按单一任务的调度图绘制,如图 9.16(a)。正常蓄水位以下为兴利调度区,而防洪调度,则由两条贯穿全年的水平线组成,一条库水位为防洪限制水位,一条库水位为防洪高水位。

对于防洪和兴利有重叠库容的水库,应首先分别绘制防洪和兴利调度线,若两种调度线互不干扰,或防洪调度线与防破坏线只交于一点,如图 9.17(a)、(b)所示,它们即为满足兴利和防洪要求的调度图。在上述情况下,汛期因防洪要求而限制的兴利水位,并不影响兴利的保证运行方式。

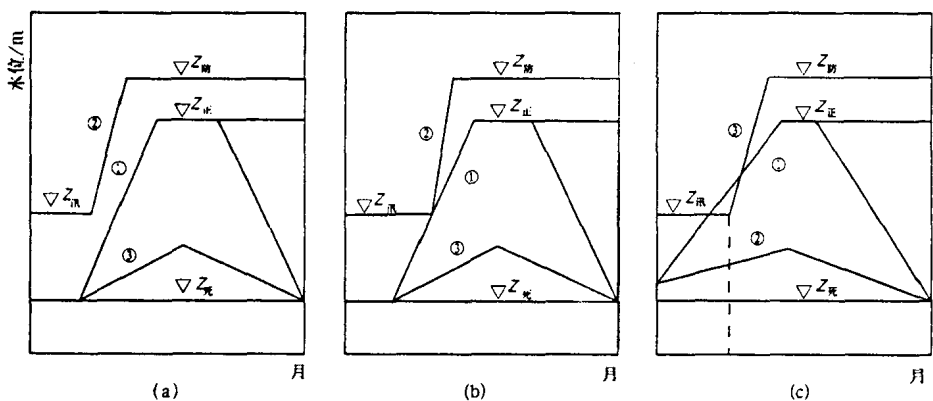


图 9.17 防洪与兴利联合调度图

①上基本调度线;②防洪调度线;③下基本调度线

若防洪调度线和防破坏线与各自包围的运行区相交,如图 9.17(c)所示,这就表示汛期蓄水位将超过防洪限制水位,即不能保证满足下游防洪要求。反之,若控制汛期兴利蓄水位不超过防洪限制水位,汛后不能保证设计保证率以内年份的正常蓄水,而影响兴利效益的发挥。对于这种情况,一般可作如下处理。

(1)如果水库以兴利为主,则兴利运行方式应予保证,即不变动原设计的上基本调度线位置,可根据防洪限制蓄水的截止时间  $t_p$  求得防破坏线上  $b$  点,  $b$  点的水位为满足水库充蓄的防洪限制水位,如图 9.18(a)所示。若仍需满足防洪要求,则必须将防洪高水位抬高,使修改后的防洪库容等于原设计的防洪库容,如图 9.18(b)。显然,能否实现上述调度,还要看水库的条件是否允许。

(2)如果水库以防洪为主,则应保持防洪调度线不变,修正兴利调度线,即将防破坏线下移,降低正常蓄水位。

一座综合利用水库,各用水部门有各自的用水要求,防洪与兴利间存在着一定的矛盾,如何调整各用水部门之间的关系,如何处理防洪与兴利之间的矛盾,其原则是:在确保工程安全的前提下,使水库的综合利用效益最大。要作好这项工作,必须要理论联系实际,因地因时制

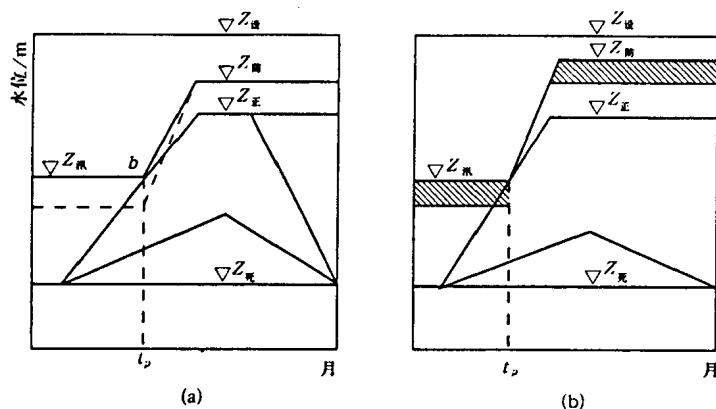


图 9.18 防洪与兴利调度线组合图

宜,要根据河川径流变化的特征,水库调蓄的能力而决定防洪与兴利结合的类型。

例如,江西××水库,其多年平均径流量为 300 亿  $\text{m}^3$ ,库容系数  $\beta$  为 3%(兴利库容 10.2 亿  $\text{m}^3$ );是一座以发电为主,兼顾防洪、灌溉的水库。水库的特点是:水量大、库容小,汛后蓄水有保障。为减少上游的淹没损失,决定防洪高水位与正常蓄水位齐平、防洪限制水位与死水位相等,即采用防洪库容与兴利库容完全结合的类型。

又如,东北××水库,也是一座以发电为主的综合利用水库。其多年平均径流量为 143 亿  $\text{m}^3$ ,库容系数  $\beta$  为 0.37。它的防洪限制水位与正常蓄水位一致,防洪库容与兴利库容完全分开。其主要特点是,防洪库容除防洪外,又可拦蓄大水年份、或汛后来水较丰、遭遇汛末来洪的余水量,其超蓄库容达 20 多亿  $\text{m}^3$ ,有效地减少了蓄水期的弃水,增加了供水期的电能,提高综合利用效益。

总之,要做好防洪与兴利结合的调度工作,必须是在保障安全的情况下,在研究掌握径流变化规律的基础上,结合上下游的防洪要求,库容的调蓄能力,提高汛后蓄满兴利库容的概率,从而充分利用水资源。

## 二、多沙河流水库调度方式

多沙河流水库为了控制泥沙淤积,在调节径流的同时,还必须进行泥沙的调节。在很多情况下,泥沙调节是选择水库运用方式的控制因素。目前,多沙河流水库水沙调节的运用方式与排沙措施主要有以下几种。

### 1. 调水调沙运用类型

多沙河流水库的运用方式,按水沙调节(water and sediment regulation)程度的不同,可分为蓄洪运用、蓄清排浑运用、缓洪运用和多库联合运用四种。

(1)蓄洪运用(flood storage operating),又称拦洪蓄水运用。其特点是汛期拦蓄洪水,非汛期拦蓄基流。水库放水蓄水,只考虑兴利部门要求,年内只有蓄水和供水两个时期,而没有排沙期。根据汛期洪水调节程度的不同,又分为蓄洪拦沙和蓄洪排沙两种型式。前者是汛期洪水全部拦蓄,泥沙也就全部淤在库内。后者是汛期仅拦蓄部分洪水,当库水位超过汛限水位时排泄部分洪水,并利用下泄洪水进行排沙。蓄洪运用方式,由于水库对入库泥沙的调节程度较低,因而泥沙淤积速率较快。只适用于库容相对较大,河流含沙量相对较小的水库。

(2)蓄清排浑运用(clear-water storage and flood carriage operating),其特点是非汛期拦蓄清



水基流;汛期只拦蓄含沙量较低的洪水,洪水含沙量较高时则尽量排出库外。

采用不同的排沙措施,使年内或多年内冲淤基本平衡。根据对泥沙调节的型式不同,又分为汛期滞洪运用、汛期控制低水位运用、汛期控制蓄洪运用三种类型。

汛期滞洪运用(flood detention operating),是汛期水库空库迎洪,水库对洪水只起缓洪作用,洪水过后即泄空,利用泄空过程中所形成的溯源冲刷(retrogressive washing)和沿程冲刷(linear washing)将前期蓄水期和滞洪期的泥沙排出库外的运用方式。

汛期控制低水位运用(low level operating)。是汛期不敞泄,但限制在某一定的低水位(称排沙水位)下控制运用的方式。库水位超过该水位后的洪水排出库外,用以排除大部分汛期泥沙,并尽量冲刷前期淤积。

汛期控制蓄洪运用(control flood storage operating),是汛期对含沙量较高的洪水,采取降低水位控制运用,对含沙量较低的小洪水,则适当拦蓄,以提高兴利效益的运用方式。当水库泄流规模较大,汛期水沙十分集中,汛后基流又很小时,这种方式有利于解决蓄水与排沙的矛盾。

蓄清排浑运用方式是多沙河流水库常采用的运用方式。特别是北方地区干旱与半干旱地带的水库,水沙年内十分集中,采用这种方式,实践证明可以达到年内或多年内的冲淤基本平衡。

(3)缓洪运用(relaxation flood operating),是上述两种运用方式派生出来的一种运用方式。其汛期与蓄清排浑运用相似,但无蓄水期。实际上又分为自由滞洪运用和控制缓洪运用两种形式。

自由滞洪运用(free flood detention operating),是水库泄流设施无闸门控制,洪水入库后一般穿堂而过,不进行径流调节,水库只起自由缓滞作用的运用方式。水库大水年淤,平枯水年冲;汛期淤,非汛期冲;涨洪淤,落洪冲,冲淤基本平衡。

控制缓洪运用(control relaxation operating),是有控制地缓洪,以解决河道非汛期无基流可蓄,而汛期虽有洪水可蓄但含沙量又高,不适于完全蓄洪的矛盾。

(4)多库联合运用(joint reservoirs operating),包括有上库蓄洪、下库蓄清,上库滞洪、下库蓄洪,两库汛期交替蓄洪和干流库蓄清、支流库蓄洪等形式。

### 三、其他方面对水库调度的要求

综合利用是水库调度的基本原则。水库除了防洪、发电、给水、灌溉的任务外,还有航运、旅游、水产养殖、环境影响等方面,应通过调度运用,最大限度地满足各方面的要求,尽一切可能将不利影响转化为有利影响。由于有些问题比较复杂,需要进行专门研究,这里仅是概略的将它们对水库调度的要求,作一简要介绍。

#### 1. 航运、旅游对水库调度的要求

航运,由于运输量以吨公里计的燃料消耗,远低于公路运输和空运。因此,它是交通事业的一个重要组成部分。水库建成以后,上游形成了一段深水航道,下游由于水库调节了径流,可以增加枯水季节的流量,所以航运对水库调度的基本要求是:下游河段要求水库下泄流量不小于某一个数值(对流速也有一定要求),下游水位的变幅不大于某一个范围。水库的上游,要求尽量保持较长时期的高水位,但要注意避免航道的淤积。

一座水库工程的建成,是勤劳的人民向大自然进行斗争的标志,它凝结着工人与知识分子的智慧与才华,雄伟的工程,吸引着许多人来观光游览。尤其是水库建立在山青水秀、风光绮丽的大自然的环境之中,一座水库,必然会形成旅游的中心。因此,要求水库在调度工作中要

加强水文气象预报工作,使水库洪枯水位的变幅减小,水库周边的淹没痕迹显露时间周期最短,以充分照顾周围景物的协调。

## 2. 防凌工作对水库调度的要求

防凌是指防御凌汛。凌汛是指由于江河结冰融化而形成的壅水现象。

有些水库的下游河段,由于开河时期不一致,上游开河早、下游开河晚,未开河段严重阻水,使水位抬高形成凌汛,往往会造成决口,河水泛滥。如果水库结合当地具体情况,拟定防凌调度方式,改变发生凌汛的因素,从而减缓或免除凌汛,以保障两岸的安全。如黄河某水库在每年 12~2 月凌汛之前,蓄水 5 亿~7 亿  $\text{m}^3$ 。在下游河道封冻前夕,利用这部分水量加大下泄流量,以推迟下游河道的封冻时间,抬高形成冰盖的水位,增大冰盖下的过水能力,直到 1 月中旬至 2 月底,水库限制下泄水量,进入防凌蓄水,以确保下游河道防凌的安全。

## 3. 水产养殖对水库调度的要求

据不完全统计,目前我国水库可供养鱼的水面面积约 3 000 万亩,占我国淡水可养鱼面积的 40% 左右。在淡水渔业中水库养鱼潜力很大,应充分利用水库优越的自然条件发展渔业生产,对于发展国民经济,改善人民生活,有着重大的现实意义。

水位变动频繁,库水交换量大,是水库的主要特征。水位升降频繁,不仅使鱼类索饵面积发生变化,而且使沿岸岸带水生植物和底栖动物的栖息环境恶化。草上产卵的鱼类常因水位骤降而失去产卵附着物,使草上卵子死亡,从而减少种群数量。库水交换量大,交换次数多,大量有机物质和营养盐类流失,也会降低鱼产性能。因此,水库在运用调度中应考虑到渔业利用的需要,尽可能为经济鱼类的养殖提供适宜的条件,以提高鱼产量。

在水库的坝下游河段,多数鱼类的繁殖期在春末夏初,一些在流水中繁殖的鱼类,需要有一定的涨水条件,而在此时期内,由于水库蓄洪得不到满足,鱼类就得不到相应的繁殖。因此,在水库调度中也应注意到这种情况,尽量使坝下游河段在鱼类的繁殖期有一个涨水的过程。

此外,由于筑坝阻隔河道,对一些回游性鱼类产生不利影响,也是个值得注意的问题。

## 4. 环境因素对水库调度的要求

环境因素是指构成自然环境的基本因素而言,它包括自然界中的大气、水、土、岩、石、光、热等非生物因素和动物、植物、微生物等生物因素。

修建水库给人们带来了巨大的经济效益和社会效益,但修建水库改变了河流的水文条件。同时也对自然生态和社会文化的系统产生了一系列的影响。

例如,水库蓄水后,原库区遗留下的无机物残渣增加了水的混浊度,影响到光在水中的正常透射,从而打乱了水下无脊椎动物的索饵过程,破坏了原有的生态平衡。由于库区的淹没,原来的地面植被及土中有机物在水中的分解消耗了溶解氧,特别是水库深层水体,由于耗去溶解氧不易补充,从水库深层泄放的水可造成下游若干公里以内水生生物的死亡。对于库容大、调节程度高的水库,水库的水温将发生变化,呈分层型。夏季库面温度较高,而深层温度和溶解氧都较低,从而显著地缩小了鱼类的活动范围。由于水库蓄水期间的泄放流量较小,降低了原河道的稀释自净能力,加重了水质的恶化,也影响到下游河段的水生生物。另外水库蓄水还包藏着对环境卫生的不利因素,例如某些疾病的媒介物生活周期的全部或部分是在水中,水面的扩大为疟蚊的生长提供了孳生地,引水灌溉也为血吸虫病的钉螺传播创造了条件。所有这些对水库上下游人民的健康都是不利的。

由上可见,水库调度不仅要考虑防洪、发电、灌溉、给水等方面的要求,而且要将如何改善

环境、保护水源、消除由水库带来的一切消极影响的问题提到相当重要的位置,研究制定既保证经济效益又能改善环境条件的调度方式。必要时甚至牺牲一定的经济利益来满足环境方面的要求,采用系统工程的方法,研究制定最合理的调度方式。

## 小 结

为保证水库大坝安全,并利用水库的调蓄作用和控制能力,有计划地控制、调节洪水,以减少或避免下游防洪区的洪灾损失而采取的调度运行措施,通常称为水量的防洪调度,又称汛期控制运用。

绘制防洪调度图,需要确定两个水位线,即允许最高洪水位和防洪限制水位,同时与遭遇的洪水大小以及泄洪方式有关。

因此,防洪调度图要据水库的运行方式、工程的实际情况、上下游防洪要求、泄洪建筑物形式及洪水标准和发生规律等进行编制。

水库调度除了分析洪水发生的规律外,还可结合汛期预报进行,这样可抓住蓄水时机,争取汛末水库蓄满。同时还需编制较详细的防洪调度规律。

一般地说,水库都是综合利用或多目标开发的,几乎没有为单一目标兴建的水库,这便是水库的综合利用。水库的综合利用总的说来就是防洪和兴利两个范畴。

从经济效益的角度,发挥水库综合效益,需要协调各部门的用水要求,研究有关参数(如库容、供水量等),妥善处理它们之间的矛盾。

## 思 考 题

1. 防洪调度图由哪几条线组成,包括几个调洪区?
2. 防洪限制水位如何确定?
3. 逆推法推求防洪限制水位的步骤是什么?
4. 什么叫补偿调节,在什么情况下需要采用补偿调节?
5. 在防洪调度图中,汛期各阶段防洪限制水位如何连接过渡?
6. 什么是水库的抗洪能力,抗洪能力图表如何编制?
7. 灌溉与发电双重兴利任务的水库在调度时需要考虑哪些因素? 这些因素对水库调度的影响如何?

## 第十章 库群规划与调度

### 第一节 库群规划与调度的基本知识

#### 一、流域及库群规划简述

建国以来,很多流域都兴建了一些大中型水库,形成了水库群(reservoir group),对社会建设发挥了很大作用。随着社会的发展,农业、工业、城镇以及交通运输等国民经济各个部门日益增长,对水资源的要求也越来越高。因此,合理开发利用水利资源,科学地进行水库调度,显得更加迫切更加重要。

为了明确水库群的调度工作,需要具备流域规划的一些基本知识。下面仅简述中小流域的规划问题。

##### 1. 中小流域制订综合利用规划应遵循的原则

(1)要综合分析、统筹兼顾。治理和开发河流,要综合利用、综合治理、综合开发、综合平衡。综合利用是指水利、动力和土地资源的全面安排综合使用,而且力争每项工程措施同时为几种治理要求服务。综合治理是指治山、治水、治沙和治碱等统一考虑;综合开发是指上中下游统一考虑,大中小型工程结合;综合平衡是指人力、财力、物力全面分析,开发利用与实际可能要相平衡,做到耗费小、收益快、经济效益大。

(2)树立全局观点。从流域的实际情况和特点出发,分清主次,明确轻重缓急,分期分批逐步开发,尽可能增加国民经济的总效益。

(3)要有政策观念。拟定开发治理方案时,要注意符合相关政策,保证发展方向正确。在经济技术上可能的各种方案中,选出较优方案。

(4)要有发展观点。一定要考虑到社会建设、国民经济高速发展对开发河流的新要求,要考虑流域之间引水对本流域的影响。

##### 2. 流域综合利用规划的基本内容和步骤

(1)调查研究、确定规划方针及开发治理任务 搜集有关资料:流域自然地理方面的资料,如流域的地理位置、面积、地形地貌,河长、坡降等;水文气象资料,如降雨量、蒸发量、气温、风向、冰霜期、日照、以及河流的水位、流量、洪水、年径流量、泥沙等;地质、水文地质和土壤资料,如岩石的种类、分布、性质和结构,地下水的分布、贮量、水质和流向,土壤的种类、分布和性质等;社会经济情况方面的资料:城镇分布,工业、农业、林牧渔业、交通运输、科学文化等现状和发展规划。

分析研究上述情况,明确流域特点,确定规划的方针和治理开发的主要任务。

(2)编制综合利用规划方案。根据流域的规划治理方针和任务,拟出工程技术措施的各种方案,包括防洪、灌溉、水力发电、水土保持、航运等。干支流、上下游统一考虑,布置水库群,确定水利水电骨干工程,拟出近期和远期规划。

(3)进行技术经济分析,选择较优方案。对各种规划方案进行水文水利计算,解决防洪与

兴利之间的矛盾。并对各方案中大中型水利工程作经济分析,估算工程量、投资(包括淹没损失)、效益,通过分析比较,选出较优的开发方案。

(4)提出规划方案和实施步骤,推荐近期工程。

### 3. 流域综合利用规划方案的拟定

在调查研究的基础上,根据规划原则和内容,结合实际需要与可能,认真分析河流特性,作出既符合流域自然规律又适应四化建设需要的规划方案。由于各流域的自然情况和社会经济差异很大,所以治理开发的任务也不相同。但是,中小流域综合利用规划方案,大体上有以下两类:

(1)以防洪、灌溉为主的规划方案。在丘陵山区,山坡低缓,河槽两岸地势平坦,土地肥沃,有发展农业生产的良好条件。但是往往水源缺乏,又易受洪涝灾害。因此,流域治理的开发,应以防洪、灌溉为主。

在水土流失严重的干旱流域,一般应以水土保持、发展灌溉为重点。

防洪、除涝是流域治理开发的重要内容。要分析洪水特性、洪涝灾害的形成和影响,因地制宜地拟定防洪治涝方案。一方面采取修库拦洪、洼地蓄洪、引水分洪、挖河排洪等工程措施;另一方面要采取生物措施,山丘上植树造林,保持水土,防风固沙,涵养水源。一些经济发达国家的情况说明,森林覆盖率达30%以上,而且分布均匀,才能起到调节气候防御自然灾害保证农业稳定发展的作用。森林还可以改善自然条件,防止环境污染,起到保持生态平衡的生物效用。我国的森林覆盖率较低,而且分布很不均匀。如果水土流失严重,使水库淤积,会减少水库寿命。因此,在流域治理开发中,植树造林应列入重要项目。

在流域中下游平原易涝地区,应该从实际出发,拟定治涝措施。根据作物排水要求,采取降低地下水和排除地面水的方式。如挖深沟排水,修筑台田,防止盐渍化;开挖截流沟,将山坡面水撇入河道,做到高水高排,低水低排;还可利用湖泊、洼淀、沟塘,以及稻田滞蓄涝水。

灌溉规划,要根据流域内水土资源地形情况,划分灌区,确定灌溉面积,研究灌区供水量,充分利用当地水源。拟出环山干渠,使库塘相连“长藤结瓜”、“井渠结合”,实现大面积自流灌溉。少数地方必要时,可配合机电抽水灌溉。形成蓄、引、提相结合的水利灌溉系统,使流域发展成为旱涝保收、稳产高产的农业生产基地。

图 10.1 为某流域示意图。该流域是重要的粮棉生产基地,所以治理开发的重点以灌溉为主,结合防洪、发电、养殖、航运等。流域中下游为丘陵平原地区,适宜发展灌溉。上游为山区丘陵,水源充沛,有良好的筑坝库址,修建甲、乙、丙三座大型水库骨干工程,控制流域面积共计 1 259km<sup>2</sup>,每年拦蓄径流量约 4 亿 m<sup>3</sup>。近期灌溉面积达 70 多万亩。远期规划修建丁库,进一步控制调节径流,修筑南北干渠,结合中小型水库和塘坝蓄水,形成“长藤结瓜”自流灌排的水利系统,灌溉面积可发展到 100 万亩以上。

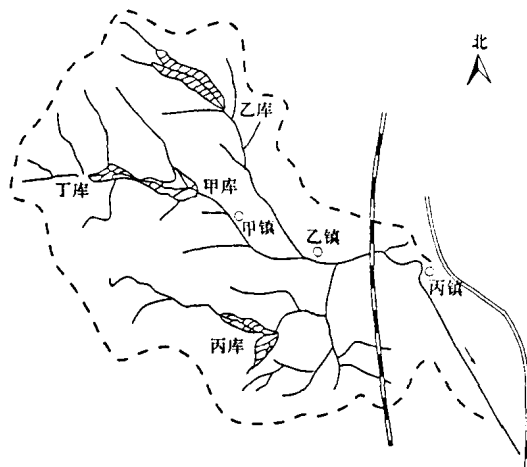


图 10.1 某流域库群示意图

防洪方面,近期防洪标准 10 年一遇洪水,保护农田 15 万多亩,使 16 万多人口免受洪灾。随着流域治理工作的完善,防洪标准将逐步提高。利用灌溉水发电,装机容量 1 万多千瓦,年发电量约 3 000 万度。山丘、平原,河渠道路两旁加强绿化,发展用材林和经济林。山、水、林、田、路统一布局,形成旱涝保收,绿树成荫,花果遍野,风景秀丽的鱼米之乡。

(2)以发电为主的规划方案。在山区河谷狭窄,耕地较少,落差比较集中的小河流,水利资源的开发,应以发电为主。

根据河流地形、地质情况,在干流和主要支流上,布置若干大中型骨干控制工程,解决发电、灌溉、防洪、航运等综合利用问题。

布置梯级电站(cascade power stations)方案,水能开发方式可以为混合式、引水式、堤坝式,要因地制宜地利用落差,尽可能地使各级电站“首”“尾”相连。从水库调节性能和水能利用考虑,应在上游布置库容大的水库,以有利于整个河流的梯级开发。中下游各梯级电站有条件时也应建库蓄水,以增大调节性能。如果无中高水头坝址,修建低水头水库有时也是必要的。

布置梯级水电站不仅要考虑水能的开发利用,而且要注意淹没损失问题。对于重要的农业区、工矿区、交通干线、名胜古迹往往不能淹没。对于灌溉、防洪、航运、渔业、水土保持、植树造林等水土资源综合利用问题,在全流域要统筹安排,做到上、中、下游和“点、线、面”相结合,全面考虑,合理布局。

建国后,我国许多中、小河流实现了梯级水电站开发方案,取得了丰富的规划设计、建筑施工、管理运行方面的经验。例如,四川省龙溪河梯级水电站为四级开发,如图 10.2;贵州省猫跳河梯级水电站为六级开发。这些梯级水电站主要任务是发电,同时也兼顾防洪、灌溉等任务。

上述库群规划的一些原则和要求,完全适用于库群调度工作。

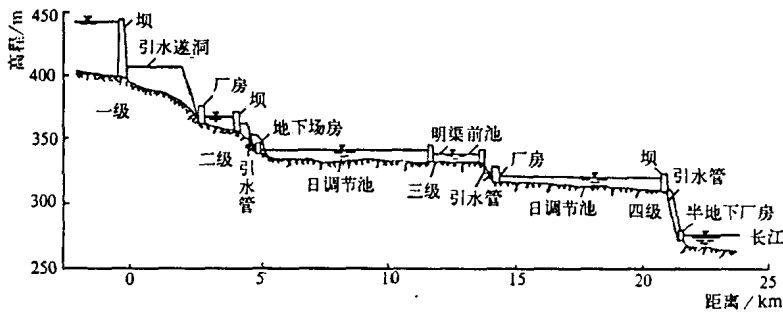


图 10.2 龙溪河梯级水电站布置示意图

## 二、水库群调节计算的目的与途径

水库群大致可分为三种布置情况：①串联水库群(series reservoir group),也称梯级水库群。在河流上下游布置梯级水库,互相之间有水力联系,如图 10.1 中的甲库、丁库。②并联水库群(parallel reservoir group),如图 10.1 中的甲、乙、丙库,水库之间没有直接的水力联系,但可以承担共同的防洪、灌溉、发电等任务。③混联水库群,如图 10.1 中甲、丁、乙、丙库为串联水库群与并联水库群混合联结的较为复杂的水库群。

水库群所控制的流域面积、涉及范围、发挥的作用更加广大。水库群调节计算的目的,在

于充分发挥库群的联合作用,更合理地调节天然径流过程,解决河流来水与用水之间的矛盾、兴利与防洪之间的矛盾,更有效地治理、开发河流,利用水土资源,以适应国民经济发展的需要。具体来说,通过库群联合运用与各水库单独运用相比较:在防洪方面,可以提高总的防洪效益,减少水害;在灌溉方面,可以提高总的设计灌溉供水量,扩大灌溉效益;在发电方面,可以提高总的保证出力,增加发电量。

由于河流特性、气候特征、水文情况的差异,各水库入库径流的时间和数量都不相同,各水库的库容大小也不一样,因此进行库群之间的径流调节,主要途径是联合工作,取长补短,互相补偿的方式。

如图 10.1 甲、乙、丙、丁四库,共同承担下游 100 万亩农田的灌溉任务,其中甲库的库容最大,具有多年调节性能,这样则可利用甲库的库容在丰水年多蓄水,枯水年多供水,以提高四库的总枯水流量,这种利用库容进行的径流补偿调节,称库容补偿调节。

如图 10.2,一级电站有多年调节库容,可拦蓄较多的水量。当汛期一至四级电站之间的区间径流量较大,则可充分利用区间径流发电,一级电站水库则尽可能拦蓄上游径流,少放水;汛后区间径流小时,则加大一级电站的发电供水。对三四级电站来说,则起径流补偿作用,故称补偿调节,它提高了各梯级电站的总保证出力和发电量。

下面根据水库群所承担的主要任务,分别介绍其调节计算的基本方法。

## 第二节 非发电库群调度

非发电库群主要是指以灌溉或给水为主的水库群,这类水库群也兼有防洪、发电等综合利用。非发电库群的调度,是通过库群径流调节,确定各水库合理的蓄水量,以及蓄水和供水的时间次序等问题,以充分发挥库群的联合作用和各水库的潜力,使水库群总的效益最大。

### 一、串联水库的兴利调节

#### 1. 从上游水库开始向下游逐级调节

梯级水库中每个水库,都负有自己的灌溉任务,具有相对的独立性。因此各水库的兴利调节,都以满足本水库供水要求为主。虽然上、下梯级间的水利联系不很密切,但上一级水库经过径流调节后,改变了河川天然径流情况,必将影响下一级水库。这种情况,拟采取自上而下逐级调节的方式。

(1)各梯级水库供水保证率相同时,调节计算的步骤如下:

①对上游第一级水库,根据兴利库容和设计枯水年的来水、供水过程线,进行兴利调节计算,其方法与单库相同。

②求第二级水库的入库流量过程线。从第一级水库调节后的出库流量过程线,减去所消耗的水量,再加上一至二级的区间同频率流量过程线,即为所求。

③对第二级水库的入库流量过程线和供水过程线,进行兴利调节计算,方法仍与单库相同,得第二级的调节流量过程线。

④依次逐级计算。

(2)各梯级水库的供水保证率不同时,调节计算有两种情况:一种情况是上游保证率高于下游,如上游为工业给水工程  $p = 90\%$ ,下游为灌溉工程  $p = 80\%$ ,上游水库按本身要求的  $p = 90\%$  年来水量进行调节;当调节计算下游水库时,而上游水库的设计年来水量,需要应用上游

水库  $p = 80\%$  年来水量进行调节所得出的下泄流量过程,再加上  $p = 80\%$  的区间来水,作下级水库的入库流量,再进行调节计算。另一种情况,是上游供水保证率低于下游,如上游  $p = 80\%$ ,下游  $p = 90\%$ ,则上游水库本身按  $p = 80\%$ ,进行径流调节;当  $p = 90\%$  时,根据上述方法,推求下游水库  $p = 90\%$  枯水年的入库流量过程线,作调节计算。

## 2. 从下游水库开始向上游调节计算

当下游的灌溉供水任务大,因地形地质条件或淹没损失等限制,下游水库不能满足综合利用供水要求,故需要上游再修建水库,对下游作补偿调节。上游水库主要是配合下游水库共同承担供水任务,而本身并无独立供水任务,或只有附带的少量任务。这种情况,串联水库各库容需要统一考虑,合理分配。通过自下而上进行调节计算,可选择其中上下水库的总库容较小,而总效益较大的方案。其步骤:

(1)确定下游总灌溉供水过程线。

(2)求出上、下游水库及区间的设计年径流过程线。

(3)拟定下游水库的兴利调节库容  $V_{\text{兴下}}$ 。如果灌区较大,需水量较多,则所拟定的库容,要能够足以调节区间径流。对年调节水库,在设计枯水年能蓄存非灌溉期的区间天然来水量;对多年调节水库要能蓄存设计枯水段非灌溉期的区间天然来水量。若  $V_{\text{兴下}}$  拟得过小,调节性能差,可能导致上游水库兴利调节后难以满足总的灌溉任务。

(4)推求下游水库为满足下游总灌溉供水过程所需要的入库流量过程线。

(5)用下游水库所需要的入库流量过程线,减去区间流量过程线,即得上游水库应补偿的水量过程线,再加上它本身附带的少量供水过程,得出上游水库的供水流量过程线。

(6)用上游水库的设计年径流量与供水流量过程进行径流调节,求出上游水库所需的库容  $V_{\text{兴上}}$ 。

同理,可求出另一组上下游库容。然后,作技术经济比较,择优选定。

**[例 10.1]** 某河布置上下串联水库,如图 10.3。下游灌溉农田 50 万亩,推求上、下两库的兴利库容。

解:(1)根据灌溉面积与当地灌溉制度,求得下游总灌溉用水过程线,如表 10.1 中①栏。

(2)求出上、下游水库及区间的设计年径流( $p = 80\%$ )过程线,如表 10.1 中②、③、④栏。

(3)拟出下游水库的兴利库容  $V_{\text{兴下}}$ ,并推求为满足 50 万亩农田灌溉供水要求,所需要的入库流量过程线,如表 10.2。为了使下游水库能够足以调节区间径流,设计枯水年区间来水全部用于灌溉外,不足水量由上库补偿。(初步考虑上库均匀补偿)。则灌溉总供水量减去区间来水总量,得上库补给总水量,分配到各月,得表 10.2 中②栏。

经过调节计算得③栏,水库月末蓄水量的最大值,即为保证灌溉,能够调节区间径流,在上游水库补偿调节的情况下,下游水库所需的兴利库容  $V_{\text{兴下}} = 3\,365\text{ 万 m}^3$ 。

(4)对上游水库进行调节计算。如表 10.3,上游水库供水量⑤栏,包括向下游水库补偿水量③栏和本库附带的供水量④栏。经调节计算得⑥栏,月末蓄水量的最大值  $3\,148\text{ 万 m}^3$ ,即为

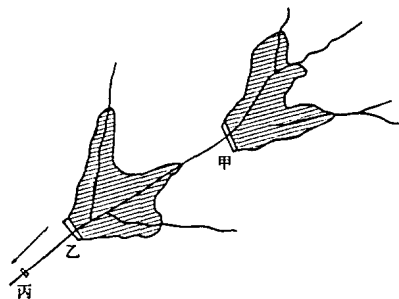


图 10.3 某河流串联水库布置示意图



上游水库所需的兴利库容  $V_{兴上}$ 。

表 10.1 某河灌溉供水量及上、下水库区间设计年径流 ( $p = 80\%$ ) 单位: 万  $m^3$

月 份		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年
灌溉供水量	①	1 320	1 507	1 727	1 388	2 259	2 348	3 300	3 244	1 415	1 032	1 480	1 480	22 500
下库天然来水量	②	529	472	1 517	1 298	2 807	5 990	6 638	1 788	690	878	1 084	509	24 100
上库天然来水量	③	212	189	607	479	1 123	2 396	2 655	714	276	351	434	204	9 640
区间天然来水量	④	317	283	910	719	1 684	3 594	3 983	1 074	414	527	650	305	14 460

表 10.2 下游水库兴利调节计算表  $p = 80\%$

月 份	下游水库入库水量/ $10^4 m^3$			下游总灌 溉供水量/ $10^4 m^3$	来水 - 供水		月 末 蓄水量/ $10^4 m^3$	弃 水/ $10^4 m^3$
	上游水库 补给水量	区间来 水 量	合 计		+	-		
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	670	317	987	1320		333	701	
2	670	283	953	1 507		554	147	
3	670	910	1 580	1 727		147	0	
4	670	719	1 389	1 388	1		1	
5	670	1 684	2 354	2 259	95		96	
6	670	3 594	4 264	2 348	1 916		2012	
7	670	3 983	4 653	3 300	1 353		3 365	
8	670	1 074	1 744	3 244		1 500	1 865	
9	670	414	1 084	1 415		331	1 534	
10	670	527	1 197	1 032	165		1 690	
11	670	650	1 320	1 480		160	1 539	
12	670	305	975	1 480		505	1 034	
Σ	8 040	14 460	22 500	22 500	3 530	3 530		

表 10.3 上游水库兴利调节计算表 ( $p = 80\%$ )

月 份	水库来 水量/ $10^4 m^3$	上游水库供水量/ $10^4 m^3$			来水 - 供水		月 末 蓄水量/ $10^4 m^3$	弃 水/ $10^4 m^3$
		向下游水库 补偿水量	本身供水量 (灌溉 2 万亩)	合 计	+	-		
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	212	670	53	723		511	920	
2	189	670	60	730		541	379	
3	607	670	69	739		132	247	
4	479	670	56	726		247	0	
5	1 123	670	90	760	363		363	
6	2 396	670	94	764	1 632		1 995	
7	2 655	670	132	802	1 853		3 148	700
8	714	670	130	800		86	3 062	
9	276	670	57	727		451	2 611	
10	351	670	41	711		360	2 251	
11	434	670	59	729		295	1 956	
12	204	670	59	729		525	1 431	
Σ	9 640	8 040	900	8 940	3 848	3 148		

(5)在得出上述一组  $V_{兴下}$ 、 $V_{兴上}$ ，再重新拟定几个  $V_{兴上}$ ，经调节计算，得出相应的  $V_{兴上}$ 。

得出几组上、下游库容值后,进行技术经济比较,择优选用。

对于以灌溉为主,且灌区遍布上下游多级梯级水库,径流调节计算的途径,基本上与两级水库相同,自下而上逐级计算盈亏水量,经调节计算求出各级库容。由于最下游水库所拟定的库容值有几个方案,则可求出几组各个水库的库容,然后对这几组梯级库容分配方案,进行技术经济比较,择优选用。

上述自上而下和自下而上的两种调节计算方法,都是根据水量平衡原理,逐级计算,一般自上而下的调节计算,常用于梯级发电、航运、供水为主的情况。自下而上的调节计算,常用于梯级水库以灌溉为主,灌区遍布上下游的情况,这样可充分利用上下游各级水库的调节能力和区间径流,以发挥上游水库的补偿作用,有利于灌溉、发电、航运等综合利用。

上面讲述的串联水库水利计算为年调节。如果灌溉用水量大于设计枯水年的年径流,则需要水库拦蓄丰水年的水补给枯水年。梯级水库中,要用一库或多库进行多年调节。因为多年调节改变了河川年径流的年际变化规律,故梯级水库多年调节计算,主要是如何考虑水库经多年调节后对下库入库流量的影响问题,也就是如何推求下游各级梯级水库的入库流量频率曲线问题。求出某一梯级的入库流量频率曲线之后,该水库的调节计算就和单一水库相同了。

总之,梯级水库的径流调节,必须考虑水文、水力、水利三方面的互相联系,这些统称梯级水库联合运用的水利计算问题。

## 二、并联水库的兴利调节

如图 10.4,甲、乙两并联水库共同承担丙处的灌溉和其他供水任务。其兴利调节计算的步骤为:

(1)编制丙处设计枯水年的总需水流量过程线图(表)。

(2)推算甲、乙与丙的区间流域在设计枯水年区间来水量的可利用值,即区间可利用的流量过程线。

(3)从总需水流量过程线减去区间可利用的流量过程线,得甲、乙两库的共同供水流量过程线,如图 10.5 中的 1 线。

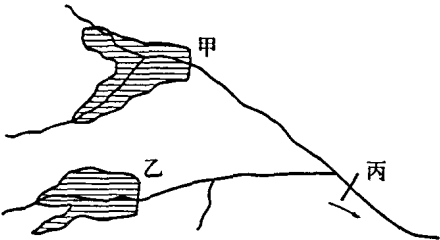


图 10.4 某河流并联水库布置示意图

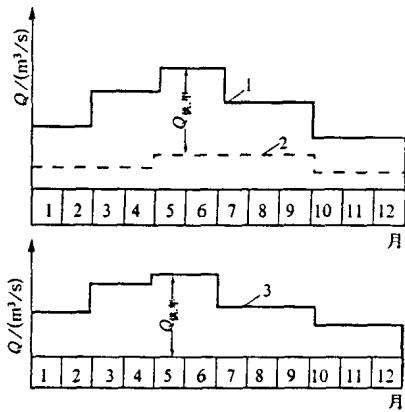


图 10.5 推求甲水库供水流量过程线示意图

(4)确定补偿水库和被补偿水库。以库容较大,调节性能好,对供水没有特殊限制的水库作为补偿水库,库容较小的水库作为被补偿水库。先对较小水库按本身的有利方式进行兴利

调节计算,其调节流量过程线如图 10.5 中的虚线 2。

(5)从甲、乙两水库总供水流量过程线——1 线中减去乙水库的调节流量过程线——2 线,得甲水库的供水流量过程线,如图 10.5 中的 3 线。

(6)对甲水库进行兴利调节计算。根据甲水库来水与供水进行兴利调节计算的方法与单一水库相同。如果水库的设计枯水年来水量  $W_{p,甲}$  大于年供水量  $W_{供,甲}$ ,可进行年调节;如  $W_{p,甲} < W_{供,甲}$  则需进行多年调节。

如果有三个以上的并联水库,先对较小水库进行调节计算,不足水量由中水库调节,再不足的水量由较大水库补偿调节。总之,并联水库兴利调节的原则是,先调节较小水库,最后用较大水库进行补偿调节。

在规划设计并联水库时,应对较小水库拟出几个方案,分别进行水利计算,通过技术经济比较,综合分析,然后,统一研究确定各并联水库的工程规模特征值。

### 三、非发电库群的调度问题

#### 1. 以灌溉为主的水库群统一调度原则

单纯的灌溉水库群是很少的,一般大中型水库都兼有发电任务。如果主要任务是灌溉和供水,发电用水较少,则不一定考虑各水库水头变化引起的电能损失。主要考虑各水库和水量合理分配,减少弃水,提高供水保证率,确定适当的蓄水放水次序。

(1)以灌溉为主的串联水库群调度原则。以灌溉为主的串联水库,上游的梯级水库放水可被下游水库再调节,而下游水库的供水量可由上游各梯级补给。因此,为提高水量利用率,减少梯级的总弃水量,蓄水时应首先蓄满上游各梯级水库,最下游的梯级水库最后蓄满。供水时应使下游水库先供水,最后由最上级水库供水。这样可利用下游梯级水库腾出的库容调蓄区间径流,发挥水库群的联合作用。

(2)以灌溉为主的并联水库群调度原则。在供水期,库容较小、调节性能较差的水库,按本身单独运用的有利方式进行供水,不足水量由调节性能较高的大水库补给。在蓄水期,调节性能高的或汛期结束较早的水库,应先蓄水,保证较大水库正常蓄水,以免影响供水;调节性能低的或汛期结束较迟的水库,可迟后蓄水,避免早蓄而产生弃水。

#### 2. 以灌溉为主,兼顾发电的水库群调度

从河流的水利开发目标和主要任务,确定水库群以灌溉为主兼顾发电,在调度中仍然要考虑主要任务。然而为了发挥工程潜力,尽可能地照顾各方面的需要,在不影响主要任务的情况下,应提高综合利用程度,使总的经济效益最大。

在水库群统一调节工作中,会遇到灌溉与发电的矛盾。例如,梯级水库为了提高灌溉用水的保证程度,往往上游水库先蓄水,下游水库先供水。但是对发电来说则相反,下游水库先蓄水上游先供水,可提高利用的落差,增加不蓄电能增发电量。在保证灌溉照顾发电的原则下统一调度,可拟定若干方案,应用过去的观测资料,进行水利计算,择优选用既满足灌溉要求,又使发电效益较大的方案。

当灌溉与发电能够结合时,水库供水先经过发电,以后再灌溉。可先研究发电方面的蓄放水次序,然后检验能否满足灌溉需要。若不能满足,则视河流来水情况,调整发电用水量。当来水量偏丰,可增加发电用水以满足灌溉要求;当来水偏枯,可改变或调整各水库的供水次序,以满足灌溉供水要求。

当灌溉引水与发电不能结合,如水库上游灌溉自库内引水,为满足灌溉和发电两方面的要

求,可拟定一些统一调度方案,进行水利计算,择优选定。也可以先由水电站群蓄放水次序判别式(将在本章下节中讲述),判定各库蓄放水次序,若与灌溉要求的蓄放水次序基本符合,即可进一步确定两者的蓄供水;若不相符,一般应根据水库群任务的主次关系决定。

3. 非发电水库群的调度工作

非发电水库群无论是串联水库群还是并联水库群,调度工作基本上都是相同的。具体工作综述如下:

- (1)根据本水库群的特点,按上述情况确定统一调度原则。
- (2)由调度原则拟定几种调度方案,对各方案进行水库群水利计算。
- (3)由水利计算成果,绘制水库群中各水库的年调度图,即水库群统一调度下的各水库调度图。
- (4)以各水库调度图作为指导本水库调度工作的基本依据。在实际工作中要开展水文测报和水文预报工作,随时向水库群调度中心汇报情况。
- (5)调度中心根据各水库的调度图、实际调度线、水库水情,需水等实际情况,作出决策,随时指导各水库的调度工作,实现统一调度。

【例 10.2】 某水库群调度方案的选择

解:某河水库群布置,如图 10.6。干流上修建甲、丙两串联水库,下游支流上修建并联水库乙。三座水库均以灌溉和工业供水为主,兼顾发电等综合利用。

过去,曾以灌溉、工业供水拟定统一调度方式。即丙库先供水、后蓄水。以致丙库长期处于低水位运行。灌溉供水期库水位常低于发电要求的最低水位。因此,甲库下泄水量和甲、丙区间来水量的不蓄电能损失很大,降低了总的发电效益。

后来,经过分析比较决定采用在满足工农业供水的前提下,尽量增加发电效益为目标的原则,重新拟定统一调度方式。按三库的调节能力,确定丙库为被补偿水库,乙库为补偿水库,甲库为最后补偿水库。所以,考虑丙库调度方案尽可能有利于发电,即采用先蓄、后供的方式,尽量保持高水位运行,从而大大增加了不蓄电能。

在供水方面:三库的工业供水比较分散,常采用分片负责,调剂余缺,就近解决的方法。如甲库供 A 市;丙库供 B、C 两市;乙库供 D 区。农业灌溉用水大部分集中于乙、丙两库下游,甲库在满足甲、丙区间灌溉用水之外,对乙、丙两库灌溉用水,进行补偿调节。

根据上述原则,拟定一系列三库联合控制运用方案,进行水利计算。按初步选用的方案,在满足工农业用水的条件下,比过去的方案每年增加 2 000 多万 kW·h 电能。

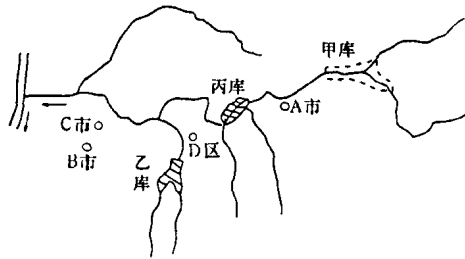


图 10.6 某河水库群布置示意图

第三节 水电站库群规划与调度

水电站库群主要是指以发电为主的水库群。这类水库群通常也兼有防洪、灌溉等综合利用的任务,水利计算主要研究发电效益。

一个地区的水电站库群,往往都向同一个电网供电,无论有水力联系的串联水电站,还是

不同河流上无水力联系的并联水电站,都可以进行补偿调节。各水电站经过联网后,进行统一调度,具有更大的灵活性和优越性。

水电站库群调度,就是各水电站在装机容量不变的情况下,研究如何发挥库群的联合作用,进行统一调度,提高总的保证出力和发电效益。具体来说,有以下三方面:第一,研究水电站群的补偿调节作用,通过补偿调节计算,确定各水电站间的最优补偿效果,以减少弃水,提高总的保证电能,并确定各水电站通过补偿后,在统一调度中的出力过程;第二,在电力系统中保证正常供电的条件下,研究各水电站最优蓄水、放水次序,进行合理调度,增加发电量;第三,绘制各水电站在水库群统一调度下的调度图,以指导调度工作。

### 一、水电站库群补偿调节

水电站库群补偿调节的情况可分为两方面:一方面由于各水电站处于不同的流域或处于同一流域的不同位置,河川径流具有年际变化与年内分配的不同特性,如果某一条河流遇丰水时,另一河可能是平水或枯水,可通过高压输电线联网进行径流电力补偿调节。这种由于水文差异而获得的补偿效益,称为水文补偿效益(hydrologic compensation benefit)。另一方面,由于水电站群中各水库调节性能不同,在电网中联合工作时,由调节性能高的较大水库改变调度方式,帮助调节性能差的较小水库提高保证电能,使季节性电能转变为可靠电能,从而提高电力系统中的保证出力和供电质量。这种因库容大小的差异而获得的电力补偿效益,称为库容补偿效益(storage capacity compensation benefit)。由此可见,水电站库群补偿调节是十分必要的,其具体计算分述如下:

#### 1. 串联水电站的径流补偿调节计算

如图 10.7,甲水电站为年调节水库。乙水电站由于地形和淹没等条件的限制,仅修一个壅水坝(或引水式水电站壅水坝),无调节能力。为了提高乙水电站枯水期的调节流量,和两水站的电能,由甲水电站对乙水电站进行径流补偿调节。



图 10.7 径流补偿调节的串联水电站布置示意图

补偿调节的方式为:在丰水期甲水电站少泄流多蓄水,使乙水电站充分利用区间(包括支流)径流;在枯水期因区间径流较少,则由甲水电站多泄流以提高乙水电站的调节流量。由于乙水电站仅有壅水坝,甲水电站的补偿调节,对乙水电站发电来说,增加了径流利用率,减少了弃水,而对水头的影响很小,故为径流补偿调节。如果乙水电站具有一定调节能力的水库,甲水电站的补偿调节不仅是径流补偿,而且在径流补偿的同时,对乙水电站的水头有一定影响。对这种情况,需要考虑径流与水头的综合影响。

关于甲、乙两串联水电站相距不远时(忽略径流传播时间),径流补偿调节计算的步骤为:

(1)首先对乙水电站按单库考虑,求出乙水电站坝址处天然来水流量过程线,如图 10.8 中 1 线。

(2)乙水电站无调节库容,而将甲水电站的兴利库容  $V_{兴甲}$  用于乙水电站,同单库一样作年调节计算:在洪水期以水轮机最大过水流量  $Q_T$  发电;在枯水期按调节流量  $Q_{调}$  发电;其余时间按天然流量  $Q_{天}$  发电,得出放水流量过程线 abcdefh;蓄水量 bcd;弃水量 cde;供水量 fgh。

(3)绘出甲、乙区间流量过程线,如图 10.8 中 2 线。

(4)abcdefh 与 2 线之间的纵坐标,即为甲水电站向乙水电站补偿调节的放水流量过程线。

当洪水期区间流量大于乙水电站最大过流量  $Q_T$  时,上述调节的水库蓄水、放水要予以修

正。如图 10.9 中  $t_1 - t_2$  之间,甲水库不放水,乙水电站除充分利用区间水量之外,还有区间弃水  $AcB$ ,没有被甲水库充蓄。因此要使甲水电站水库蓄满  $V_{\text{蓄,甲}}$  后,才允许弃水,故弃水从  $cd$  线开始。经过修正后,对乙水电站的径流补偿来说,2 线上的  $AB$  段,甲水库不必放水,甲水电站向乙水电站补偿调节的放水流量过程,如图 10.9 中 1、2 线之间的竖直虚线。

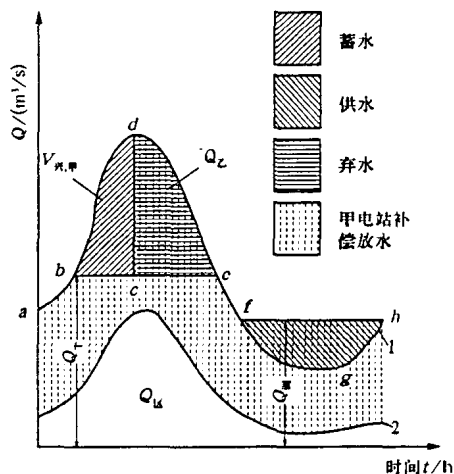


图 10.8 水电站径流补偿调节计算图(一)  
(洪水期区间流量小于  $Q_T$ )

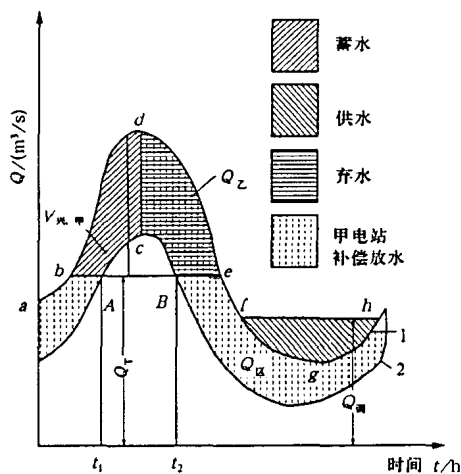


图 10.9 水电站径流补偿调节计算图(二)  
(洪水期区间流量大于  $Q_T$ )

还需指出,上述径流补偿的调节计算,是甲水电站水库对乙水电站而言。如果还需考虑甲水库由于径流补偿引起水头变化,对本身电能的影响,可在上述补偿调节的基础上,进一步修改补偿方案,使甲、乙两串联水电站总的电能最大。

## 2. 水电站群的电力补偿调节

前面讲过,水电站群径流补偿,是各水电站(无论串联还是并联水库群)联网后,可进行统一调度,利用库容大、调节性能好的水电站,帮助库容小、调节性能差的水电站提高保证出力,使部分季节电能转变为保证出力,电力系统中水电站群的保证出力提高了,出力过程也比较均匀。下面介绍历时法径流电力补偿调节计算的步骤:

(1)划分补偿电站和被补偿电站。划分的原则:库容系数大、多年平均流量大、电站容量大、综合利用要求比较简单的,作为第一类补偿电站;库容、水量、电站容量次大的作为第二类补偿电站;库容小的日调节和无调节水电站,作为被补偿电站。补偿能力较弱的电站先进行补偿,补偿能力最大的放在最后补偿。

(2)确定各电站统一的设计枯水段,供补偿调节计算之用。为了反映补偿调节后总保证出力的增加,应根据水文历史资料进行统计分析,选择统一的设计枯水段。一般可采用出力大的几个主要补偿电站的设计枯水段,当作全系统中的统一设计枯水段。

### (3)进行补偿调节计算。

①将被补偿电站按单库进行等流量水能调节计算,计算时要根据统一的设计枯水段和已知的有效库容,求得出力过程。如果该水库有综合利用部门的用水要求,在调节计算中应予以满足。

②同法求出各被补偿电站的出力过程,将相同时间的出力叠加,得出总出力过程,如图 10.10(a)。以此作为电站群的补偿对象。

③依次作补偿调节计算。第一个先补偿电站的补偿调节,试算步骤如下:

1)由补偿电站的径流过程,如图 10.10(b),大致确定补偿电站水库的蓄水段和放水段( $T_1$ 和 $T_2$ )。在图 10.10(a)中 $T_2$ 时段内,拟定出力 $N'_2$ 。则可得出补偿电站所需要产生的逐月出力值,即阴影部分所示 $\Sigma N_2$ 。

2)根据补偿电站有效库容及 $T_2$ 时段的设计天然来水量,进行调节计算,至该时段末水库存水用完放空。

3)如果拟定的 $N'_2$ 太大,则不到 $T_2$ 时段末就提前放空了;如果 $N'_2$ 偏小,则到 $T_2$ 时段末水库还有剩余水量。故需重新拟定 $N'_2$ ,按上述方法重新调节计算,使水库能在 $T_2$ 末刚好放空,则所拟定的 $N'_2$ 即为所求。

4)以同样的试算法,进行蓄水时段 $T_1$ 的补偿调节计算。使拟定的出力过程 $N'_1$ 恰好使水库从放空到正好蓄满,即为试算结果。

为了避免试算的次数过多,在假设 $N'_1$ 、 $N'_2$ 时,补偿电站可发出的总补偿出力,可用下式作予先近似的估算。

$$\Sigma N = 9.81 \eta (\Sigma Q \pm \frac{V_{\text{有效}}}{T}) \bar{H}$$

式中的正号为放水段,负号为蓄水段, $T$ 为相应放水或蓄水的时间, $V_{\text{有效}}$ 为有效蓄水库容, $\bar{H}$ 为平均水头,由 $(V_{\text{死}} + 0.5V_{\text{有效}})$ 查上游库水位与下游水位(相应 $Q_{\text{调}}$ )之差求得。使近似计算的 $\Sigma N$ 值与图 10.10(a)上的 $\Sigma N_2$ 相等,而得的 $N'_2$ 线,用 $N'_2$ 去试算,一二次就可成功。

经过上述试算,求出第一补偿电站的出力过程,去填平被补偿电站总出力过程线的最低洼处,如图 10.11。得出一条加上第一补偿电站出力的总出力过程线。若还没有填平,再由第二

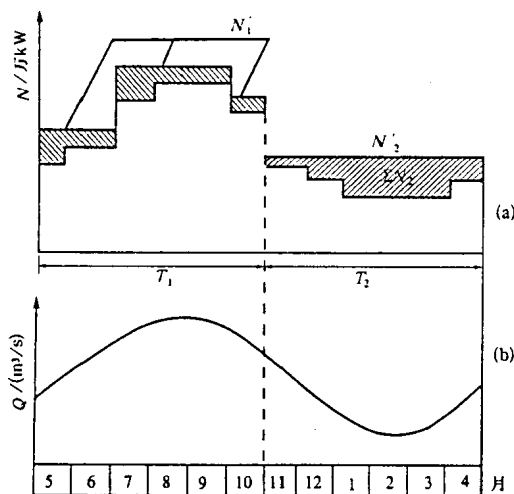


图 10.10 电力补偿调节示意图

(a)被补偿电站的总出力过程;  
(b)第一补偿电站的流量过程

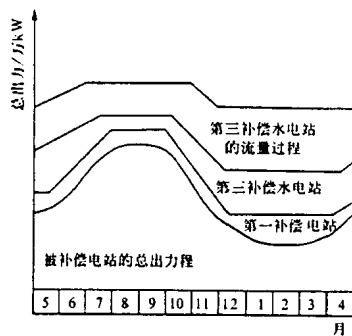


图 10.11 逐次填平补偿调节示意图

补偿电站去填平该出力过程线的最低洼处。第二个补偿电站的调节计算方法与第一个相同。第三、第四补偿电站均依次如上法进行。这种补偿方式称为逐次填平的工作方式。经过最后一个补偿电站的调节计算,仍不能完全填平,则其统一设计枯水段内,最低的总出力值,即为水电站群补偿后的总保证出力。

## 二、水电站库群蓄放水次序

### 1. 并联水电站水库群蓄放水次序

并联水电站水库位于不同河流上,虽无水力联系,但通过联网后共同承担电力系统的负荷,则各水电站生产电能的方案有无穷多。例如,两个水电站可以一库多发电,另一库少发电,也可以两库平均分担负荷。究竟各水电站之间哪种电能生产分配方案最好,就是说哪个水库蓄水,哪个水库放水最有利,使各水电站联合运行所生产的总电能最大,这就是必须研究的并联水电站蓄放水次序问题。

具有年调节或多年调节性能的水库,在供水期内生产电能的水量包括两部分:一部分是蓄水发出的电能  $E_{\text{蓄}}$ ;另一部分是河川天然流量发出的电能,即不蓄电能  $E_{\text{不蓄}}$ ,它与水库调节过程中的水头变化直接有关。当电力系统中有两个年调节的水电站,由于调度方案不同,相同时间发出同样数量的电能,所用的水量,将会有多或少。而且由于各水库特性不同,引起水头变化也不同,这还将影响以后的发电量。应通过研究水电站库群的蓄放水次序,以寻求河川天然流量尽可能在较高水头下发电运行的方案。

若有两个年调节的并联水电站在电网中联合运行。某一供水时段  $i$  天然流量、水库蓄水量和水头都是已知的。则可求出总不蓄出力  $N_{\text{不蓄}i}$  为:

$$\Sigma \bar{N}_{\text{不蓄}i} = \bar{N}_{\text{不蓄,甲}i} + \bar{N}_{\text{不蓄,乙}i} \quad (10.1)$$

电力系统要求水电站群产生的总出力  $\Sigma \bar{N}_i$  也是已知的,如果(10.1)式求出的总不蓄出力  $\Sigma \bar{N}_{\text{不蓄}i} < \Sigma \bar{N}_i$ ,则应由水库蓄水量所生产的电能予以补足,故水电站群放水产生的能力(即蓄水出力)为:

$$\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i} = \Sigma \bar{N}_i - \Sigma \bar{N}_{\text{不蓄}i} \quad (10.2)$$

若  $\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}$  由甲水电站承担,则  $\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i} = 9.81 \eta Q_{\text{甲}i} H_{\text{甲}i}$ ,应放水的流量

$$Q_{\text{甲}i} = \frac{\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}}{9.81 \eta H_{\text{甲}i}} = \frac{\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}}{AH_{\text{甲}i}}$$

$$Q_{\text{甲}i} = \frac{dV_{\text{甲}i}}{dt} = \frac{F_{\text{甲}i} dH_{\text{甲}i}}{dt} = \frac{\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}}{AH_{\text{甲}i}} \quad (10.3)$$

式中  $dV_{\text{甲}i}$  ——某计算时段  $dt$  内甲水电站消落的库容(即放水量,  $\text{m}^3$ );

$F_{\text{甲}i}$  ——某计算时段  $dt$  内,甲水电站的库水面积( $\text{m}^2$ );

$dH_{\text{甲}i}$  ——某计算时段  $dt$  内,甲水电站水库消落的深度( $\text{m}$ );

$A$  ——计算出力的系数,设两电站的数值相同。

若  $\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}$  由乙水电站承担,则它应放水的流量为:

$$Q_{\text{乙}i} = \frac{F_{\text{乙}i} dH_{\text{乙}i}}{dt} = \frac{\Sigma \bar{N}_{\text{蓄}i}}{AH_{\text{乙}i}} \quad (10.4)$$

由公式(10.3)、(10.4)得



$$dH_{Z_i} = \frac{F_{甲_i} H_{甲_i}}{F_{Z_i} H_{Z_i}} dH_{甲_i} \quad (10.5)$$

上式表明甲、乙两水库消落深度  $dH_{Z_i}$ 、 $dH_{甲_i}$  之间的比值,与供水时段之内水库面积、水头和水库消落有关。

由于本时段水库消落的水位,将会影响到以后各时段的发电水头,因此,对以后整个供水期的不蓄电能会造成损失。

若  $\Sigma \bar{N}_{蓄_i}$  由甲或乙水电站承担,其不蓄电能总损失分别为:

$$\begin{aligned} dE_{不蓄,甲} &= 9.81 \eta_{甲} (W_{不蓄,甲} / 3600) dH_{甲_i} \\ &= 0.00272 \eta_{甲} W_{不蓄,甲} dH_{甲_i} \\ dE_{不蓄,乙} &= 0.00272 \eta_{乙} W_{不蓄,乙} dH_{乙_i} \end{aligned} \quad (10.6)$$

式中  $W_{不蓄,甲}$ 、 $W_{不蓄,乙}$ ——分别为甲、乙水库在计算时段  $i$  以后供水期的不蓄水量( $m^3$ );

$\eta_{甲}$ 、 $\eta_{乙}$ ——分别为甲、乙水电站的发电效率。

两个水电站在同一电网中联合供电,显然,哪个水库供水的不蓄电能损失较少,则该水库先供水比较有利。故  $dE_{不蓄,甲} < dE_{不蓄,乙}$  设  $\eta_{甲} = \eta_{乙}$ , 由(10.6)式得

$$W_{不蓄,甲} dH_{甲_i} < W_{不蓄,乙} dH_{乙_i} \quad (10.7)$$

说明甲水电站先放水有利;反之则为乙电站先放水有利。因此,用(10.7)式可知甲水电站先放水的条件。为了计算和应用的方便,将式(10.5)代入(10.7)得

$$\frac{W_{不蓄,甲}}{F_{甲_i} H_{甲_i}} < \frac{W_{不蓄,乙}}{F_{乙_i} H_{乙_i}} \quad (10.8)$$

令  $W_{不蓄} / FH = K$ , 则公式(10.9)变为

$$K_{甲_i} < K_{乙_i} \quad (10.9)$$

此即并联水电站群联合工作放水次序的判别式。

在水库供水期初,各水库的水位都是知道的,由(10.8)、(10.9)式,根据水库面积、水电站水头和供水期河川天然来水量(规划设计时根据历史水文资料,调度时可参考中长期水文预报)计算各水电站的  $K$  值。哪个水库的  $K$  值小就应由它先供水。

由于甲水库经过一段时间的供水,  $W_{不蓄,甲}$  减少,使库水位下降,  $F$ 、 $H$  值也减小,则  $K$  值增大。当甲水电站  $K$  值增大到与乙水电站相等时,则甲、乙两水电站应同时供水发电。至于两电站如何分配  $\Sigma \bar{N}_{蓄}$ , 需试算决定。

在实际调度中,要考虑到水电站的运行条件——装机容量、最小出力等,以及综合利用要求——灌溉、航运、给水等。还为了避免有的水库发生不应有的弃水,如库容较小的年调节水库,由判别式 10.9 求得  $K$  不供水,但到以后天然径流较大,可能产生弃水。由于这些原因,不应绝对按  $K$  值大小来决定水库放水次序,通常在很多情况下都是考虑同时放水。

在蓄水期,因蓄水抬高了库水位,使不蓄电能增加。至于哪个水库先蓄水,可使不蓄电能尽可能大些,同样也有蓄水次序的问题。同上述决定放水次序的理由一样,推导出蓄水期的判别式为:

$$K' = \frac{W'_{不蓄}}{FH} \quad (10.10)$$

式中  $W'_{不蓄}$  为天然来水量中的不蓄水量,即某计算时段到汛末(蓄水期末)的天然来水量减去

汛期水库待蓄的库容。判别蓄水次序与供水时相反,以  $K'$  值大者先蓄水有利。

在特别枯水年的限制出力和丰水年的利用多余水量加大出力,各库可单独制定其调度规则。

在实际工作中,遇到年调节水电站与多年调节水电站联合运行,因多年调节水电站在汛期待蓄库容较大,则  $W'_{\text{不蓄}}$  变小,  $K'$  值可能较小,如仅按(10.10)判别式确定蓄水次序,可能要迟蓄,而年调节水电站反而早蓄。结果可能导致汛末多年调节水库蓄不够,而年调节水电站则可能早蓄满而产生弃水。因此,水电站群中多年调节水库不能机械地按判别式决定蓄水次序,而往往先蓄水有利。

为了做好判别蓄水次序,必须照顾到防止不必要的弃水。其办法是各水库根据汛期天然来水情况,按单库本身防弃水调度线的绘制方法,从汛末开始以装机容量为最大出力,作逆时序调节计算,推求水库的蓄水过程线,作为水库调度操作的上限控制线,以避免弃水。这样并联水电站群在调度中,可在避免弃水的条件下,判别水库的蓄水次序。

## 2. 串联水电站的蓄放水次序

串联水电站联网后,共同向电力系统提供一定的保证出力,各电站之间的出力分配有无数种组合方式。至于采用哪种方式调度,可使不蓄电能损失最小,生产电能最多,亦可推导出串联水电站蓄水放水次序的判别式。

设有甲、乙两个年调节串联水电站在电力系统中联合运行,某一供水时段天然来水量所发的不蓄出力之和,不能满足电力系统要求时,则需由梯级水库的蓄水量所生产电能  $dE_{\text{蓄}}$  给以满足。

如果  $dE_{\text{蓄}}$  仅由上游甲水库供水,其放出的水量还可以通过下级电站发电,故它所提供的电力为:

$$dE_{\text{蓄,甲}i} = 0.00272\eta_{\text{甲}} F_{\text{甲}i} dH_{\text{甲}i} (H_{\text{甲}i} + H_{\text{乙}i}) \quad (10.11)$$

式中  $H_{\text{乙}i}$ ——计算时段  $i$  内乙水电站的发电水头(m)。其余符号如并联水电站所述。

如果  $dE_{\text{蓄}}$  仅由下游乙水库供水,所提供的电力为:

$$dE_{\text{蓄,乙}i} = 0.00272\eta_{\text{乙}} F_{\text{乙}i} dH_{\text{乙}i} H_{\text{乙}i} \quad (10.12)$$

因电力系统要求  $dE_{\text{蓄,甲}i} = dE_{\text{蓄,乙}i}$ , 设  $\eta_{\text{甲}} = \eta_{\text{乙}}$ , 故

$$F_{\text{甲}i} dH_{\text{甲}i} (H_{\text{甲}i} + H_{\text{乙}i}) = F_{\text{乙}i} dH_{\text{乙}i} H_{\text{乙}i}$$

$$\text{得} \quad dH_{\text{乙}i} = \frac{F_{\text{甲}i} (H_{\text{甲}i} + H_{\text{乙}i})}{F_{\text{乙}i} H_{\text{乙}i}} dH_{\text{甲}i} \quad (10.13)$$

由于在计算时段  $i$  内,水库供水后两电站的水库消落深度不同,将影响以后供水期内的发电水头,必然减少水库的不蓄电能。甲水库或乙水库供水所引起的不蓄电能损失分别是:

$$dE_{\text{不蓄,甲}} = 0.00272\eta_{\text{甲}} W_{\text{不蓄,甲}} dH_{\text{甲}i}$$

$$dE_{\text{不蓄,乙}} = 0.00272\eta_{\text{乙}} (W_{\text{不蓄,甲}} + W_{\text{不蓄,乙}} + V_{\text{甲}}) dH_{\text{乙}i} \quad (10.14)$$

式中  $W_{\text{不蓄,乙}}$ ——两电站间区间的不蓄水量。因上级水库的蓄水量  $V_{\text{甲}}$ , 及其不蓄水量  $W_{\text{不蓄,甲}}$ , 均通过下级水库,故在计算下级水库的不蓄电能损失时,应该计入它们的影响。

根据联合供电时,总不蓄电能损失较小的原则,由(10.14)式,当

$$W_{\text{不蓄,甲}} dH_{\text{甲}i} < (W_{\text{不蓄,甲}} + W_{\text{不蓄,乙}} + V_{\text{甲}}) dH_{\text{乙}i} \quad (10.15)$$

则上游甲水库先放水有利。将(10.13)式代入(10.15)式,得

$$\frac{W_{\text{不蓄,甲}}}{F_{\text{甲}i}(H_{\text{甲}i} + H_{\text{乙}i})} < \frac{W_{\text{不蓄,甲}} + W_{\text{不蓄,乙}} + V_{\text{甲}}}{F_{\text{乙}i}H_{\text{乙}i}} \quad (10.16)$$

以  $W_{\text{不蓄,总}}$  表示水库自某计算时段  $i$  起,到供水期末流经该电站的总不蓄水量,  $\Sigma H$  表示时段  $i$  从该电站到最后一个梯级电站的各级水头之和,令

$$\frac{W_{\text{不蓄,总}}}{F\Sigma H} = K \quad (10.17)$$

则公式(10.16)为

$$K_{\text{甲}i} < K_{\text{乙}i} \quad (10.18)$$

此即串联水电站联合工作放水次序的判别式。公式(10.17)与并联水库的判别式  $K = W_{\text{不蓄}}/FH$  相比较,可见形式是一样的。而串联水库求  $K$  的公式中分子  $W_{\text{不蓄,总}}$ ,不仅是供水期天然水量,而且还包括某一梯级以上各库的总蓄水量,因它一定会泄放下来,故可统一看作它的入库水量;公式中的分母,因某一梯级泄放水量将会通过该梯级以下各梯级水电站,故用  $\Sigma H$ 。

判别式(10.17)、(10.18)的具体应用,与并联水电站相同,供水期  $K$  值小的水库先供水。由于水库供水、水位不断下降,使水库面积减少,则  $K$  值随着增大,直到与梯级中  $K$  值次大者相等时,由这两个水库同时供水。

同理,可推导出蓄水期的判别式。在应用时与供水期相反, $K$  值大的先蓄水。

### 三、水电站库群的调度工作

前面讲述了水电站库群调度的一些计算方法,下面将有关库群调度工作综述如下:

#### 1. 水电站库群调度的目的

水电站库群的联合调度,统一管理,目的是为了合理充分地利用水力资源,提高水电站经济效益,实现电网安全经济运行,使国民经济获得较大利益。这不仅对已建成的水库群是重要的,而且对规划设计水利水电工程来说,也必须要从库群整体观点分析研究。

#### 2. 水电站库群联合调度各阶段的任务

在规划设计阶段,主要是研究联合调度对水库参数和工程、经济等指标的影响,推求最优联合调度与参数指标之间的关系。通过综合经济计算与分析,确定库群中各水库合理的参数与相应的经济效益指标。在运行阶段,是在库群主要参数已经确定的条件下,通过水利计算制定最优联合调度方案,以及各水库调度图,用来指导各水库的运行,使国民经济获得较大效益。

#### 3. 以发电为主的水库群联合调度的一般原则

在满足防洪的前提下,照顾综合利用部门的用水要求。在运行时,设计枯水年要求的保证出力不发生破坏;在设计时应使总保证出力最大,使电力系统的投资减少;在平水年及丰水年要尽量减少弃水,多发电,以减少系统中火电站的燃料消耗。

#### 4. 以发电为主的库水群统一调度的方法

(1)根据库群的水文、库容特性,通过径流电力补偿调节计算,由补偿电站对被补偿电站的出力过程进行补偿,以提高水电站群的总保证出力。

(2)根据库群不蓄电能损失最小的原则,通过蓄放水判别式,研究各水库蓄放水次序,确定合理的统一调度方式。

(3)应用现代数学理论和计算技术,求库群统一调度的最优解答,即优化调度问题。

当电力系统中既有并联水电站群又有串联水电站群时,则既要研究补偿调节又要研究蓄

放水次序的问题。

#### 5. 认真贯彻执行“水电站水库经济调度条例”

1984年2月水电部颁发了《水电站水库经济调度条例》。这个文件总结了过去水电站水库调度的经验,提出了明确的政策和要求。条例规定:

“应充分发挥水库的发电、防洪、灌溉、航运和供水等部门的综合效益,按照设计文件或其他专门文件的规定执行,任何部门不得任意改变。

水电站水库的正常蓄水位、汛期防洪限制水位、死水位、水电站保证出力,和水库调度设计是水库调度的依据,运行时不得任意改变。

水电站水库调度方案和年度发电计划的编制,应统筹兼顾,瞻前顾后,留有余地,根据水库综合利用任务和水库调度设计,考虑水电站和电网的运行实况进行编制。

每年汛末应根据水库蓄水情况,按照设计调度图并适当参考来水预报,编制供水期水库调度方案,规定各时期(年末、供水期末)水库水位的控制范围,绘水库调度线,计算发电出力和供水量。在实际调度中,应以短期预报进行修正。

对不同河流上的水电站和梯级水电站的调度,电网调度部门应利用各水电站水库不同的调节特性,进行补偿调节。

必须加强水文气象预报工作。应建立水电站运行技术档案积累基本资料。水电站经济调度要进行考核。发电耗水率和水量利用率是考核水电站经济调度的主要技术经济指标。

不断提高水电站调度管理水平,根据实际情况,努力采用实用的新技术,如利用电子计算机和先进通讯手段,逐步实现水电站调度现代化。

#### 【例 10.3】 广东电网中并联水电站的调度方案。

广东电网包括枫树坝、新丰江、南水、流溪河、长湖等大型并联水电站。依据水库群最优蓄水次序判别式的原理,分别计算各电站库水位变化引起单位电能耗水量的改变(即相当不蓄电能损失的增值)。经分析比较确定枫树坝和新丰江两库,采取“先蓄、后供”的运行方式,使之尽量保持高水位运行。改变了过去只提高新丰江运行水位,压低枫树坝运行水位的方式。因此,获得了大量的电能效益。

#### 【例 10.4】 东北电网中并联、串联大型水电站群统一调度的经验。

东北电网中丰满(第二松花江上)、云丰、水丰(鸭绿江上)、恒仁(浑江上)四大水电站进行合理调度,经济效益十分显著。主要经验为:

(1)各级领导重视,建立正常工作秩序。贯彻《水电站水库经济运行条例》,每年蓄水初期组织各水库总结工作,交流经验,展望当年水情,编制电网水电站调度方案。汛后组织座谈会,开展评比竞赛,检查方案执行情况。

(2)掌握自然规律,按自然规律办事。蓄水期按水情“瞻前顾后,统筹兼顾,两手准备,灵活调度”。一手是遇丰水适时增发季节电能,避免或减少弃水;另一手是遇枯水及时控制少发电,力争汛末蓄满水库。供水期“以水定电”按水位把关,切实按调度图调度,严防破坏。

开展长期天气、水文预报,加强对重大天气过程演变的监视,适时调整发电用水。如1980、1981年汛期二松流域来水偏丰,局部地区有大暴雨,根据天气趋势分析,连续性大面积暴雨没有可能,使丰满既加大供水又维持在高水位以上运行,降低了耗水率增加了发电量。

(3)合理调度水库群,发挥其联合作用进行补偿调节。“以丰补歉”。1978~1981年第二松花江和鸭绿江两水系为连续枯水年,汛期暴雨不同步,发挥了水文补偿作用,又充分利用丰满、

云峰、水丰的多年调节性能进行补偿调节,收到较大的效益。虽然为连续枯水年,但都能恢复正常调度。

(4)从实际出发,摆正需要与可能的关系,处理好水电与火电的关系。搞好电网生产计划的综合平衡,做到水、火电站互相补偿。

(5)发挥基层的积极作用,领导认真分析群众意见,作出正确的决策。

## 第四节 库群洪水调度

### 一、并联水库群的防洪调节与调度方式

如图 10.4,甲、乙两水库共同承担丙处的防洪任务,要求两库密切配合对区间洪水互相进行补偿调节,其目的为:在设计防洪标准的情况下,一方面使丙处泄流量小于安全泄量  $q_{安}$ ;另一方面要满足各水库本身的防洪要求。

#### 1. 分析设计洪水的组成

在防洪调度计算之前,经水文计算求出丙处设计洪水过程线及其各组成部分。丙处洪水由哪些地区组成,其比例和规律怎样,在时间、空间、数量上可能遭遇的情况,对水库群防洪来说是很重要的,也是复杂的。

如果丙处 100 年一遇洪水,可由甲、乙和区间各种不同频率的洪水组合而成,但是极限的情况有两种:一是甲处发生百年一遇洪水,而乙处发生相应的洪水;二是乙处发生百年一遇洪水,甲处发生相应洪水。第一种情况乙处的相应洪水可用下式求得:

$$\Sigma Q_{乙} = \Sigma Q_{丙1\%} - \Sigma Q_{甲1\%}$$

若甲、乙与丙的区间流域洪水需要考虑时,可按  $Q_{区} = Q_{甲}(F_{区}/F_{甲})^{1/2}$  计算或其它方法求出。式中  $F_{甲}$ 、 $F_{丙}$  分别为甲库以上及甲、乙与丙的区间的流域面积。

#### 2. 求总防洪库容 $V_{防,总}$

如果甲、乙到丙相应于防洪标准的区间设计洪峰流量,不大于丙处的安全泄量,则仍可根据丙处的设计洪水过程线,按  $q_{安,丙}$  控制,求出所需要的总防洪库容  $V_{防,总}$ 。在实际调度中,由于补偿调节的误差,防洪库容不可能得到充分利用,故设置  $V_{防,总}$  时需再增加 10%~30%。

#### 3. 防洪库容的分配

甲、乙两并联水库如何分配  $V_{防,总}$ ,要先确定各库的防洪库容。若丙处发生设计洪水,乙丙区间(即丙流域面积减去乙坝址流域面积)也发生同频率洪水,而乙处流域发生相应洪水。设乙库相当大,能完全控制乙坝以上洪水。根据乙丙区间同频率洪水,按丙处为安全泄量泄洪的情况计算,得出甲库所需要的防洪库容就是甲库必须的防洪库容。同理,乙库的必须防洪库容,应根据甲丙区间(丙处流域面积减去甲库流域面积)发生相应于设计标准的洪水,按丙处为安全泄洪的情况下计算得出。

由总防洪库容  $V_{防,总}$  减去两库必须防洪库容之和,得出两库应共同分担的防洪库容。至于如何分配,一般原则为:①干流水库较支流库、距防护点近的较距防护点远的水库、洪水比重大的水库较比重小的水库,应多分担一些共同承担的防洪库容。②按各水库总兴利损失最小的原则分配。在初步方案拟定时,尽量利用防洪与兴利可能结合的共同库容。如不够再于调节性能较高、本身防洪要求较高、发电水头较低的库多分配一些。③按总计算支出最小分配。在

满足下游防洪要求的前提下,各分配方案的计算支出最小,以确定最优方案。各方案兴利效益的差值,用替代方案的投资和运行费折算。

在某些洪水分配情况变化剧烈的河流,有时求出的总必须防洪库容,可能超过所需要的总防洪库容  $V_{防,总}$ ,则以甲、乙两库总的必须防洪库容,作为它们的  $V_{防,总}$ 。此时两库也就无需再分担防洪库容了。

#### 4. 防洪调度方式

(1)固定下泄流量的方式。若各水库属于同一暴雨区,洪水基本上同步,且区间流域面积很小,防护点的洪水主要来自各库,可采用固定下泄流量的方式进行洪水调节。它与单库固定下泄流量的防洪调度方式类似,即根据防洪等级标准的不同,可分为一级或多级固定下泄流量。所不同之处,应按前述方法拟定的各库防洪库容,分别规定各库的分级判别条件和下泄流量。

(2)补偿调度方式。由于各水库洪水的多变性,以及区间洪水的影响,为了有效地发挥库群的防洪作用,需要对区间洪水或水库之间进行补偿调节。现以两库共同防洪的补偿调度为例说明:

①先后补偿法。如图 10.4,甲、乙两水库上游洪水,具有一定程度的同步性。它们共同承担丙处的防洪任务,首先,选择调洪能力大、控制洪水比重大的水库(如乙库),作为防洪补偿调节水库,另一水库(如甲库)为被补偿水库。然后,对甲库按其本身的防洪及综合利用要求,进行洪水调节,求出下泄流量过程线  $q_{甲}-t$ ,将此过程线沿河道进行洪水演进计算,确定洪水流量传播时间与河槽调蓄作用后,再和甲、乙与丙的区间洪水过程  $Q_{区}-t$  同时迭加,得  $(q_{甲}+Q_{区})-t$  线。

在乙库处,相应于防洪标准的洪水过程线  $Q_{乙}-t$  上,绘一条丙处的安全泄流量  $q_{安,丙}$  线。然后将  $(q_{甲}+Q_{区})$  线倒置于  $q_{安,丙}$  线下面(如图 10.12),此线与乙库洪水过程线  $(Q_{乙}-t)$  所包围的面积,即为乙库为了丙处防洪,又考虑了甲库调洪和区间洪水作用后,所应用的防洪库容值  $V_{防,乙}$ ,如图 10.12 中的斜线阴影部分。乙库下泄流量过程如图中的竖线阴影部分。

②随机补偿法。此法应用于甲、乙两并联水库的洪水比重相差不大,且同步性较差的情况。它不先决定两库的补偿调节次序,而是根据洪水发生的情况及预报值,再决策两库蓄水泄水次序和补偿调节关系。

如图 10.4,当丙处发生设计洪水时,乙库发生同频率洪水,甲库发生相应洪水,则乙库按满足自身防洪要求的方式进行调洪,甲库根据区间和乙库泄洪情况对 C 处进行补偿调节。又如,甲、乙两库根据预报发生的洪水相近,但乙库来洪比甲库早,则应先调蓄乙库,使甲库尽量腾出库容,以迎接迟到的洪峰,这种情况即乙库先作补偿调节蓄满防洪库容,然后甲库进行补偿调节后,蓄满防洪库容。

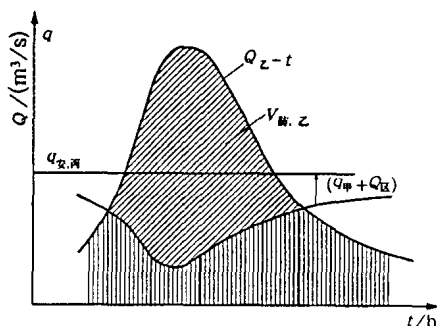


图 10.12 确定补偿调节水库的防洪库容

## 二、串联水库的防洪调节与调度方式

### 1. 串联水库的防洪库容

串联水库与并联水库一样,在进行防洪调节计算之前,需要分析计算设计洪水的组成,求

出总防洪库容  $V_{防,总}$ ,再分配各水库所承担的  $V_{防,总}$ 。

如图 10.3,甲乙两串联水库共同承担丙处的防洪任务。如果乙库到防洪控制站丙处,相应于防洪标准的区间设计洪峰流量,小于丙处的安全泄流量  $q_{安,丙}$ ,则可根据丙处的设计洪水过程线,按  $q_{安,丙}$  控制用单库方法求出所需要的总防洪库容  $V_{防,总}$ 。再以  $(1.1\sim 1.3) V_{防,总}$  分配到各水库。

为满足丙处设计防洪要求,当甲乙之间的河段本身无防洪要求时,则乙库必须承担的防洪库容,由甲乙及乙丙区间的同频率洪水按  $q_{安,丙}$  控制,经调洪计算得出。假如,乙库的实际防洪库容小于这个必须防洪库容,当甲丙区间出现设计洪水时,即使甲库不放水,也不能满足丙处的防洪要求。由于甲库的泄水可由乙库控制,故甲库并无必须承担的防洪库容。

$V_{防,总}$  减去必须防洪库容,得两库应共同分担的防洪库容。根据实践经验,梯级水库分担防洪库容时,使库容较大、本身防洪要求高、水头较低、梯级的下一级、距防护区较近等水库,多承担一些防洪库容比较有利。

## 2. 串联水库的防洪调度方式

防洪调度方式主要是指怎样进行各水库之间的防洪补偿调节,以及对各水库的蓄洪泄洪次序作出决策。如图 10.3,如果甲乙两水库调洪性能相差较大,应以调洪性能较高的水库为补偿水库,调洪性能较低的水库,按单独运行方式调节洪水。如果甲乙两水库的调洪能力相差不多,当丙处发生设计洪水时,需根据甲库的入库洪水和甲乙区间洪水的组合情况决定蓄泄次序。一般来说,在丙处发生大洪水时,需要甲乙两水库拦洪错峰,若甲库拦蓄的洪量对减轻丙处水灾确有作用,则先蓄甲库比较有利。当甲库泄量减少到不能再小时,才适当应用乙库拦洪。若甲库和甲乙区间同时遭遇到较大洪水,需根据较准确的洪水预报,并考虑乙丙区间洪水的影响,可采取两库分担丙处洪水的补偿调节方式,再结合两库防洪库容大小,确定总蓄洪量和两库各分配的蓄洪量。

若甲乙区间也有防洪要求,则甲库的泄洪、乙库的蓄洪,在上述防洪调度中也应结合考虑。

对于多库防洪调节以及调度方式的原则是一致的,可参照上述方法进行。

在工作中可选择实测的(或模拟的)若干场次典型暴雨洪水,分别进行水文分析、库群防洪调节,并编制出调度方案,以做到胸有成竹。当实际发生洪水时,可参考所编的一些方案,进行库群防洪调度。

## 小 结

“库群”及一群水库,或一系列水库,其形式可分为:串联式、并联式及混联式三种。如按其主要的开发目的和服务对象,又可分为:水电站梯级、航运梯级及其他如防洪、灌溉和拦砂为目的的梯级水库群。

非发电库群指整体并非由主要为发电的各库所组成。对年调节库群,由于不影响径流多年特性,故只须把调节流量和损失的影响计入下一水库。但是,当上游为多年调节水库时情况就较为复杂。因为上游水库的调节可能会使设计枯水年径流减少,径流年间的变化改变,多年库容会增大。

水电站群调度的目的是进行补偿调节,其主要解决两个问题:

(1)水电站群通过联网后的水文补偿和库容调节补偿,其总的保证出力能提高多少?即增加多少补偿效益?

(2)各水电站通过补偿后的工作出力过程如何?即如何合理地在各电站分配出力?

用多个水库来防御下游防洪保护地区一定频率的洪水是河流防洪规划中经常采用的有效办法。为此而进行的库群防洪调节计算与调度同单库相似,主要包括防洪库容的确定与防洪操作方式的拟定,只是计算比单库较为复杂。

## 思 考 题

1. 库群形式有哪些,研究库群调节与调度有何意义?
2. 非发电库群与水电站库群在调节计算上与调度中有何异同?
3. 水电站库群的补偿调节和防洪的补偿调节有何不同?
4. 梯级水库的防洪调度与并联水库防洪调度在操作上有何不同?



# 第十一章 水库优化调度

## 第一节 概 述

水库调度目前普遍采用的常规调度方法,是在实测资料的基础上绘制调度图来指导水库的运用,具有简单直观和有一定可靠性的优点。但是,由于调度图带有一定的经验性,因而调度结果一般只是可行解而不是最优解。其次,由于调度图的绘制,往往不考虑短期或中长期预报,或者即使按某些判别式进行调度,又考虑本时段的预报来水量,所得结果也只是局部最优解而非全周期最优解。至于满足各种约束条件,考虑不同的最优准则,进行库群和水利系统的联合调度,常规调度都存在不足之处。因此,需要应用系统分析的方法,来研究水库和库群的优化调度。这就是,将单一目标水库或综合利用水库以至库群看成为一个系统,应用系统工程中的某些优化方法,来研究水库优化调度问题。

### 一、系统与系统分析的基本概念

所谓系统(system),是指具有相互依赖和相互作用关系,在完成特定功能上相互制约和相互影响的若干元素所构成的统一的有机整体。

系统具有整体性、相关性、目的性和环境适应性等特性。构成系统的各元素虽然具有不同的性能,但它们不是简单集合,而是统一成为良好功能的整体。任何系统也都不能孤立存在,它必定存在于一定的环境之中。那些具有相互关系的基本单元所构成的统一体的内部就属于系统,而与之有相互作用的其他部分则属于环境(或系统界限)。系统的环境可按事物本身的特性和研究问题的需要而划分其范围和边界。一个系统必然要与外部环境产生物质的、能量的和信息的交换,必须适应环境的变化。

系统本身一般可由输入、转换和输出三个部分组成。系统环境实质上就是系统工作的约束条件(restraint condition)。系统在特定环境下对输入进行处理、加工,满足一定的目标而变为输出。因此,从这个意义上来说,系统又可理解为一个把输入转换为输出的转换机构。基本的系统模型可由图 11.1 表示。

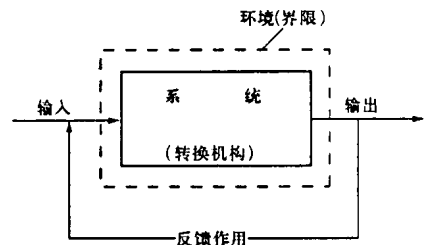


图 11.1 基本系统模型示意

所谓系统分析(system analysis),是从系统的全局出发,统筹考虑系统内各个组成部分的相互制约关系,力求将复杂的生产问题和社会现象,用物理方法和数学语言来描述,按照拟定的目标准则,通过模拟技术(analog technique)和最优化方法(optimization technique),从多种比较方案中识别和选择最优方案。一般包括以下几个阶段,即:明确问题的内容与边界,确定系统的目标;建立数学模型;运用最优化理论和方法对数学模型求解;进行系统评价确定最优系统方案。

### 二、水库调度的数学模型及最优化调度的基本内容

运用系统工程的观点和方法来研究水库的调度,就是要在水库枢纽工程的参变数已定的

条件下,确定完成任务最多、或发挥作用最大而不利影响最小的优化操作方法。当把水库或库群看作一个系统,则水库及有关建筑物和设备就是系统的各个元素。入库径流就是输入;防洪、发电和灌溉等综合效益就是输出。库容大小、水位变幅,水电站装机容量和下游防洪要求等限制就是环境。当把水库或库群系统的各元素以及输入和输出等通过一定的简化和某些假定后,可用数学形式来描述表达,就可以得到水库调度的数学模型,进而可以采用最优化方法对数学模型求解而求得最优调度方案。因此,研究水库的最优化调度,需要研究入库径流以便拟定输入;需要构造数学模型;需要探讨最优化的求解方法。关于输入和最优化方法见参考文献[47]、[48]。在此仅对数学模型、最优化准则、目标函数和约束条件作一简介。

### 1. 水库调度的数学模型

水库调度的数学模型,通常是由最优化的目标函数(objective function)和约束条件两部分组成。最优化的目标函数,即最优化问题优化目标的数学表达式,一般以效益或费用的形式表达,与最优化准则有关。约束条件组反映各种设备能力和运行的各种限制要求。具体而言就是:

(1)最优准则。它是衡量水库运行方式是否达到最优的标准。对于单目标或以某一目标为主的水库,最优准则较为简单。如发电为主水库,可以是在合理满足其他部门用水要求的前提下,电力系统计算支出最小或电力系统总耗量最小或水电站发电量最多等。对于以防洪为主水库,可以是在合理考虑其他综合利用要求下,削减洪峰后的下泄成灾流量最小或超过安全泄量的加权历时最短等。对于多目标水库或复杂的水利系统,则应以综合性指标最优为好,如以国民经济效益最大或国民经济费用最小等。

(2)目标函数。目标函数的一般表达式为

$$Z = \max f(x_i, s_j, p_k) \quad (11.1)$$

式中  $x_i$ ——决策变量;

$s_j$ ——状态变量;

$p_k$ ——系统参数。

目标函数取极大化(max)或极小化(min),依拟定的准则而定。当以效益为标准时,取极大化。当以成本或费用为标准时,取极小化。具体而言,需视目标准则而定。如水电系统以水电站群总发电量最大为最优准则时,目标函数就可写为:

$$Z = \max \sum_i \sum_t E_t^i \quad (11.2)$$

式中  $E_t^i$ ——表示第  $t$  时取第  $i$  个水电站的发电量。

(3)约束条件组。水库调度中的约束条件,一般有水库蓄水量(或蓄水位)的限制,水库泄水能力的限制,水电站装机容量的限制,水库及下游防洪要求限制和水量与电量平衡的限制等。通常以数学函数方程表示,组合成一组约束方程组(restraint equations)。

水库调度的目标函数和约束方程组组成的数学模型,按照输入输出的不同,目标函数和约束条件的差异,又可分为静态模型和动态模型、确定性模型和随机模型、线性模型和非线性模型。当系统变化与时间进程无关时,就称为静态模型(static model);当在一定的时空范围内,变量和参数均采用确定值,通过优化求得的效益指标也是确定值时,这就是确定性模型(deterministic model)。而当考虑某些变量的不确定性作为随机变量处理,因而优化所得的效益只能是期望效益的,就是随机模型(random model)。当模型中所有数学方程都是线性时,就是线性

模型(linear model);当模型中的全部或部分数学方程是非线性的,就是非线性模型(non-linear model)。

研究水库调度,常将水库蓄水量(或蓄水位)作为状态变量(state variable)。调度开始时的蓄水量,即初始状态,一般为已知。若沿时间坐标取定时段(或阶段),则水库调度的主要任务,就是确定时段内水库的供水量、蓄水量和泄水量。同时得出时段末水库的蓄水状态。一般将第一阶段所采取的蓄泄决定称之为决策(decision)。由于每一阶段都要采取一种决策,于是计算周期内各阶段取一个决策所组成的时间序列则称之为策略(tactics)。一种策略实际上就是一个调度方案。如图 11.2 中蓄水量与时间组成的平面称为策略空间(tactics space)。

因此,水库最优化调度的基本内容就是根据水库的人流过程,通过最优化方法,对水库调度的数学模型求解,以寻求最优的控制运用方案。水库照此最优方案蓄泄运行,可使防洪、灌溉、发电等部门所构成的总体在整个计算周期内总的效益最大而不利影响最小。从数学观点来看,寻求水库最优调度方案,就是求解包含时间因素的多步决策的优化问题。

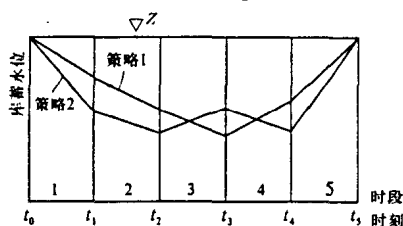


图 11.2 水库调度策略空间示意图

## 第二节 径流描述

当用系统分析方法来研究水库或库群的优化调度时,首先必须确定模型的输入即入库径流过程,而径流的描述形式,对模型的结构和成果的性质又有着直接的影响。

### 一、径流过程的基本特性

河川径流的基本特性,是它的连续性和随机性。径流过程是一种连续的随机过程,在时程变化上存在着明显的不重复性和随机性,但每年径流的洪枯变化又有周期性,在地区上还有一定的区域性规律,随着资料的积累,径流的统计参数(如均值或方差)往往趋于稳定。

### 二、径流过程的描述方法

对河川径流的描述方法,应力求全面准确地反映上述基本特性。目前常用的有以下三种形式:

#### 1. 确定型描述

确定型过程描述,是指对应于某一确定时刻的径流量是一个确定值,包括用实测的或人工生成的径流系列或某些典型过程。比如用来调节计算和调度运用的实测径流过程,按峰控制或按一定时段流量控制用同倍比或同频率放大的设计洪水过程,由降雨径流预报而得的人库洪水过程等,都是确定型过程的描述。

径流的确定型过程描述,具有简单直观、便于分析和适用于各种课题的调节计算等优点,其缺点是不能反映径流的随机特性。而且由于径流的不重复性,未来的径流过程绝不会与以往的过程一模一样,再加上实测系列的长度有限,不能反映径流过程多种多样的组合情况,因而难以满足水库调度的需要。

#### 2. 概率型描述

概率型径流描述,是以径流相互独立的频率分布曲线或条件频率曲线的形式来描述。前者是将径流的实测系列看作一维独立的随机变量序列,用频率分布曲线来表示其分布规律。

后者考虑年径流之间或月径流之间的相互关系,用一组条件频率曲线来表示其分布规律和相互关系。

将实测径流系列作为一维独立的随机变量序列,由于忽略了年与年,月与月之间的相关关系,因而没有反映径流随时间变化的连续特性。作为考虑年或月径流之间的连续性的简化方法,可以用条件频率曲线来描述。即对于月径流来讲,当需要考虑相邻时段径流量之间的相关关系时,可用上月径流量为参数的一组条件频率曲线表示。对于年径流来讲,当需要考虑相邻年与年径流量之间的相关关系时,也可用上年径流量为参数的条件频率曲线表法。

现将考虑年径流之间或月径流之间的相关关系,用一组条件频率曲线来描述径流的方法介绍如下。

(1)条件频率曲线。设随机变量  $X$  与  $Y$  并非独立。我们将在事件  $X = x_i$  已发生的条件下,事件  $Y \geq y_i$  发生的概率  $p\{Y \geq y_i | x = x_i\}$ ,称为在  $X = x_i$  条件下随机变量  $Y$  的条件累积频率曲线,简称条件频率曲线。

条件频率曲线一般可通过理论线型来绘制,水文中常用的分布线型为皮尔逊Ⅲ型分布,其条件频率曲线的绘制步骤是:

- ① 分别计算随机变量  $X$ 、 $Y$  的均值  $\bar{x}$  和  $\bar{y}$ ;
- ② 分别求变量  $X$ 、 $Y$  的均方差  $\sigma_x$  和  $\sigma_y$ ;
- ③ 分别绘制变量  $X$ 、 $Y$  的经验频率曲线,由适线确定  $C_{v,x}$  和  $C_{v,y}$ ,以及  $C_s$  与  $C_v$  的比值  $m$ ;
- ④ 计算变量  $X$ 、 $Y$  的相关系数  $r_{xy}$ ;
- ⑤ 根据  $X$  的变化范围和精度要求,假定不同的  $X$  值;
- ⑥ 对某一  $X$  值,分别计算条件均值  $\bar{y}_x$  和条件均方差  $\sigma_{y|x}$ ,及条件变差系数  $C_{v,y|x}$ ;其中

$$\bar{y}_x = \bar{y} + r_{xy} \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x}) \quad (11.3)$$

$$\sigma_{y|x} = \sigma_y \sqrt{(1 - r_{xy})^2 + 2r_{xy}(1 - r_{xy})x} \quad (11.4)$$

$$C_{v,y|x} = \frac{\sigma_{y|x}}{\bar{y}_x} \quad (11.5)$$

⑦ 根据  $\bar{y}$  与  $C_{v,y|x}$ ,假定  $C_s$  与  $C_{v,y|x}$  的倍比等于  $m$ ,则可由  $P - \text{Ⅲ}$  型表绘出一条  $y$  相应于某一  $x$  值的  $Y$  的条件频率曲线;

⑧ 将不同的  $X$  值对应的  $Y$  的条件频率曲线绘在同一线图,就得到了一组以  $X$  为参数的条件频率曲线,如图 11.3 示。

(2)径流的概率描述。对于月径流,如果不考虑月与月径流之间的相关关系,则一个月的月径流量只需一条月径流的频率曲线来表示。当需要考虑相邻月与月径流量之间的相关关系,则可用上月径流量为参数的一组条件频率曲线来表示。一年就有 12 组曲线,依此类推,当需要考虑相隔 1 月、2 月或任意月的月径流相关关系时,同样也可以绘制相应的条件频率曲线。

对于年径流,如果不考虑年与年径流之间的相关关系,可用一条年径流频率曲线来表示;当研究年径流量的变化规律时,如果只考虑年与年之间的相关关系,但不考虑年内变化规律时,同样也可用年径流的条件频率曲线来表示。

年径流的条件频率曲线绘制方法与前述的基本相同,但需将年径流系列作如下的简要。

即当推求相邻年的条件频率曲线时,可将  $n$  年径流资料  $W_i$  分成以下两组序列:

$$W_1, W_2, W_3, \dots, W_i, \dots, W_{n-1}$$

$$W_2, W_3, W_4, \dots, W_{i+1}, \dots, W_n$$

当欲推求相隔一年的条件频率曲线时,则应分成以下两组序列:

$$W_1, W_2, W_3, \dots, W_i, \dots, W_{n-2}$$

$$W_3, W_4, W_5, \dots, W_{i+2}, \dots, W_n$$

于是可以得到以相邻年或相隔一年的年径流为参数的年径流频率曲线,年径流的条件频率曲线无论是相邻年的还是相隔一年的都只有一组。

年或月径流的条件频率曲线,表明了不同年径流或月径流可能出现的概率,并反映了年径流之间或月径流之间的关系。

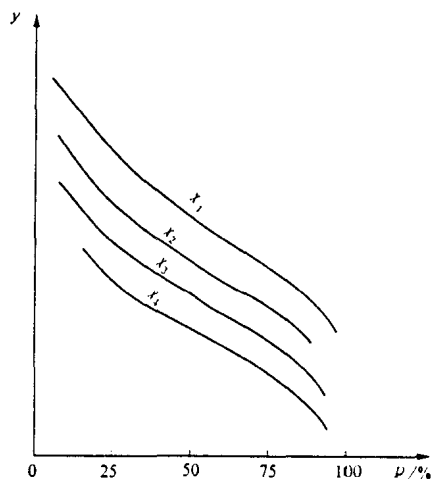


图 11.3 条件频率曲线示意

### 3. 随机序列模型

随机序列模型,是利用概率理论与方法来揭示和描述径流的随机变化规律,也是基于随机过程理论基础的一种径流描述方法。一般考虑各时段径流间的自相关和各站间的互相关,常用的有自回归模型(autoregression model)、滑动平均模型(moving average model)等<sup>[49]</sup>。

## 第三节 最优化技术简介

最优化技术是研究和解决最优化问题的一门学科,它的主要内容是建立一个最优化问题的数学模型和对模型进行求解。

最优化技术包括有古典的微分法、拉格朗日乘数法、变分法、数学规划法和动态规划法等。前三种方法,由于方法本身的局限性而无法求解大型的复杂的系统问题,数学规划和动态规划法的内容相当丰富,因此本节只对数学规划中的线性规划,以及动态规划的基本内容作一简要介绍。

### 一、线性规划

线性规划(linear programming)是数学规划的重要分支,是解决静态数学模型的最优化技术。特别是模型中目标函数和约束条件方程组均为线性方程。

线性规划研究的课题主要有两类。一类是在人力和资源给定的条件下,如何进行合理分配,可使效益最大或成本最小。一类是任务给定的情况下,如何统筹安排,可使完成任务所花费的人力和资源最小。

线性规划的解法有图解法、单纯形法、对偶单纯形法和改进单纯形法等。在此主要介绍前两种<sup>[50]</sup>。

#### 1. 线性规划问题的数学模型及其解的定义

线性规划数学模型的标准形式为:

$$\text{目标函数} \quad \max Z = C_1 x_1 + C_2 x_2 + \dots + C_n x_n \quad (11.6)$$

约束条件组

$$\begin{cases} a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + \cdots + a_{1n}x_n = b_1 \\ a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + \cdots + a_{2n}x_n = b_2 \\ \vdots \\ a_{m1}x_1 + a_{m2}x_2 + \cdots + a_{mn}x_n = b_m \\ x_1, x_2, \cdots, x_n \geq 0 \end{cases} \quad (11.7)$$

可简写为:

$$\max Z = \sum_{j=1}^n C_j x_j \quad (11.8)$$

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^n a_{ij}x_j = b_i & i = 1, 2, \cdots, m \\ x_j \geq 0 & j = 1, 2, \cdots, n \end{cases} \quad (11.9)$$

$$(11.10)$$

其中,  $a_{ij}$  及  $C_j$  均为给定常数, 可为任意实数。  $b_i$  必须是正数。

当实际问题与标准形式有差异时, 可通过以下变换, 将其化为标准形式:

如  $b_i$  为负, 则可将等式两边变异;

如约束条件为不等式, 则可引入一个非负的松弛变量, 将不等式变为等式。而目标函数中, 松弛变量前的系数为零;

如某决策变量  $x_k$  无非负要求, 则可将它用两个非负变量之差表示, 即令  $X_k = X'_k - X''_k$ , 其中  $X'_k \geq 0, X''_k \geq 0$ ;

双向约束一般可作为两个约束处理, 即当  $b_1 \leq x_i \leq b_2$  时, 可处理为  $x_i \geq b_1, x_i \leq b_2$ ;

如目标函数是最小化, 即  $\min Z = C_j X_j$ , 则方程两端变号, 变为最大化  $\max Z' = -C_j X_j$ 。

线性规划问题解的概念包括有:

可行解——满足诸约束条件(11.9)和(11.10)的任何一个解称为可行解。所有可行解的集合称为可行域(或称约束多边形)。

最优解——满足(11.8)的可行解, 称为最优解。也即使目标函数达到最大的可行解。

基本可行解——可行域角点上的可行解, 称为基本可行解。

## 2. 线性规划问题的一般解法

线性规划问题, 当变量是二维时, 可以用图解法求解, 当维数较多时, 需用单纯形法求解。下面用一实例来加以说明。

【例 11.1】 设水库可分配水资源量为 5 个单位, 拟供给甲乙两个灌区, 两灌区的最大需水量分别为 4 和 3 个单位, 当两灌区单位水量可获得的灌溉效益分别为 2 和 3 时, 问如何配水可使获得的效益最大?

设甲乙两灌区分配的水量分别为  $x_1$  和  $x_2$  两个单位, 则该问题的数学模型可写成:

$$\text{目标函数} \quad \max Z = 2x_1 + 3x_2 \quad (11.11)$$

$$\text{约束方程组} \quad \begin{cases} x_1 \leq 4 \\ x_2 \leq 3 \\ x_1 + x_2 \leq 5 \\ x_1, x_2 \geq 0 \end{cases} \quad (11.12)$$

对于这样一个二维的线性规划问题,可以分别用图解法与单纯形法进行求解。

(1)图解法。绘制以  $x_1$  与  $x_2$  为坐标轴的直角坐标系,该坐标系构成了一个策略平面。将约束条件式(11.12)全部绘到图 11.4 上,可以看到满足全部约束条件的点必定在多边形  $OABCD$  内(包括边界),即多边形的每一个点都是可行解。此多边形区域也就是解的集合,称之为可行域或可行策略区。显然,多边形以外的区域为不可行域。

可行域确定之后,也就找到了众多的可行解。为了找到使目标函数方程取得最大值的最优解,将式(11.11)改写成如下形式:

$$x_2 = -\frac{2}{3}x_1 + \frac{Z}{3}$$

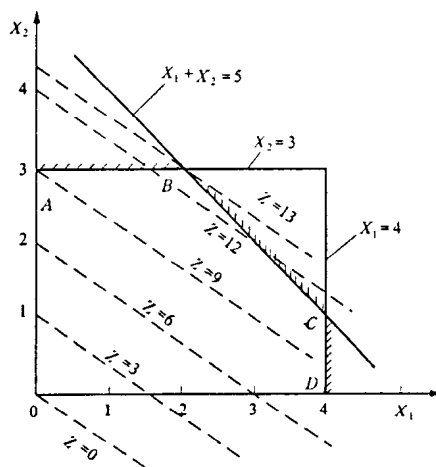


图 11.4 线性规划图解法

则该式实质上是斜率为  $-\frac{2}{3}$ ,截距为  $\frac{Z}{3}$  的直线方程。当  $Z$  值为某一定值时(如  $Z=3$ ),可在图(11.4)上绘出一直线,如图中虚线示。表示该虚线上不同的  $x_1$  和  $x_2$  取值,得到同一目标函数值为 3。当  $Z$  值加大时(如  $Z=6, Z=9, Z=13$ ),由于截距也相应加大,但斜率不变,故可绘出一组平行直线。在这组直线上取值  $x_1$  与  $x_2$ ,可得到不同的目标函数值。当  $Z$  值由小变大时,直线  $x_2 = -\frac{2}{3}x_1 + \frac{Z}{3}$  沿其法线方向向右上方移动。当移动到  $B$  点时,  $Z$  值为 13,为最大值。 $B$  点以外目标函数值虽然继续增大,但越出了可行域,不属于可行解。 $B$  点以内虽有众多可行解,但不是最优解。于是原问题的最优配水方案是甲灌区分配水量 2 个单位,乙灌区分配水量 3 个单位,所得效益最大为 13。

由上述图解过程,得出以下的一般性结论:目标函数值相等的点在同一根直线上。各目标函数值是一组平行直线,其斜率相等。目标函数值沿某一方向递增或递减。目标函数最大或最小的可行解一定在可行域的角点上或在两角点目标函数值相等的直线上。由这些结论,当问题的变量是二维时,可方便地用图解法求得。

图解法直观简便。但当变量超过三个即高维时,就要用单纯形解法。

(2)单纯形法(simplex method)。由图解法知道,线性规划问题的极值都出现在可行域的角点上。因此,只需在可行域的角点上寻求最优解。单纯形法就是基于这一出发点,是求解线性规划问题的常用解法。其基本思路是:从可行域的某一角点,即一个基本可行解出发,在相邻的其余角点中找出使目标函数增优的一点,并以它作为新的出发点,用迭代法重复同样的步骤,直至到达某角点,目标函数不能再增优为止,则该角点的基本可行解就是最优解。

现仍以前例来说明单纯形解法的步骤:

①将数学模型写成标准形式。原问题的数学模型如式(11.11)和(11.12)。引入松弛变量  $x_3, x_4$  和  $x_5$ ,使不等式约束化为等式约束,得标准形式:

$$\max Z = 2x_1 + 3x_2 + 0x_3 + 0x_4 + 0x_5 \quad (11.13)$$

$$\begin{cases} x_1 & & + x_3 & & = 4 \\ & x_2 & & + x_4 & = 3 \\ x_1 & + x_2 & & & + x_5 = 5 \\ x_1, & x_2, & x_3, & x_4, & x_5 \geq 0 \end{cases} \quad (11.14)$$

②进行(0)次迭代,即选择初始基本可行解。由式(11.13)和(11.14)组成的方程组中,变量一共有5个,而约束方程只有3个。因此,可以肯定至少有二个变量为零。这一直观的判定可以用单纯形法的如下基本定理为描述:若一个具有 $n$ 个变量(包括松弛变量)和 $m$ 个等式约束的线性规划问题( $n > m$ )存在一个最优解,则在这个最优解中至少有 $n - m$ 个变量为零,至多有 $m$ 个变量不为零。为零的变量称为非基本变量,不为零的变量称为基本变量。而当令 $n$ 个变量中任意 $n - m$ 个变量为零时,即可由约束方程组解出其余 $m$ 个变量。所得的解即为基本可行解,这样的解有 $\binom{n}{m}$ 个,也即可行域角点数的上限。

应用这一定理,可选择初始基本可行解,即选起始的角点。初始基本可行解,当原问题中所有约束条件均为不等式时,可选松弛变量为基本变量解出;当原问题中的约束条件同时包括等式和不等式时,则需用人造变量法求得。本例为前一种情况。于是选松弛变量 $x_3$ 、 $x_4$ 和 $x_5$ 为基本变量, $x_1$ 和 $x_2$ 为非基本变量。由式(11.14)可得:

$$\begin{cases} x_3 = 4 - x_1 \\ x_4 = 3 - x_2 \\ x_5 = 5 - x_1 - x_2 \end{cases} \quad (11.15)$$

令非基本变量为零,可解出基本变量 $x_3 = 4$ ,  $x_4 = 3$ ,  $x_5 = 5$ 。即得到一角点,亦即初始基本可行解为 $x^{(0)} = (0, 0, 4, 3, 5)^T$ 。

③判断这个角点是否为最优解。将式(11.15)代入式(11.13)得:

$$Z = 2x_1 + 3x_2 \quad (11.16)$$

式(11.16)中变量 $x_1$ 与 $x_2$ 的系数均为正,因此增加 $x_1$ 或 $x_2$ 均可使目标函数增优。说明该角点不是最优解。

④换元,即另换一个角点。换元原则是:将 $Z$ 式中系数为正且为最大的元换入,作为基本变量。该例中 $x_2$ 的系数为正且最大,故将 $x_2$ 换入作为基本变量。

再计算约束条件式中的比值 $\theta$ ,并比较大小。将正比值中最小者所在式的基本变量换出,作为非基本变量。其中:

$$\theta = \frac{\text{等式右边的常数项}}{\text{换入元的系数}}$$

该例中,由式(11.14)得:

$$\begin{cases} \theta_1 = \frac{4}{0} \\ \theta_2 = \frac{3}{1} = 3 \\ \theta_3 = \frac{5}{1} = 5 \end{cases}$$

$$\min \theta = \theta_2 = 3$$



故将对应的基本变量  $x_4$  换出,作为非基本变量。并重复上述②、③、④步进行迭代计算。

进行(1)次迭代——现时的基本变量为  $x_3, x_2$  和  $x_5$ , 非基本变量为  $x_1$  和  $x_4$ 。于是由式(11.15)得:

$$\begin{cases} x_3 = 4 - x_1 \\ x_2 = 3 - x_4 \\ x_5 = 5 - x_1 - x_2 = 5 - x_1 - (3 - x_4) = 2 - x_1 + x_4 \end{cases} \quad (11.17)$$

令  $x_1 = x_4 = 0$ , 解得  $x_3 = 4, x_2 = 3, x_5 = 2$ 。即找到一个新的角点  $x^{(1)} = (0, 3, 4, 0, 2)^T$ 。判别该角点是否为最优解, 将式(11.17)代入式(11.13)中得:

$$Z = 2x_1 + 3(3 - x_4) = 2x_1 + 9 - 3x_4 \quad (11.18)$$

式(11.18)中  $x_1$  的系数为正, 增加  $x_1$  仍可使目标函数增优, 说明该角点仍不是最优解。再进行换元, 由式(11.18)知,  $x_1$  应换入作为基本变量。而由式(11.17)可得:

$$\begin{cases} \theta_1 = \frac{4}{1} = 4 \\ \theta_2 = \frac{3}{0} \\ \theta_3 = \frac{2}{1} = 2 \end{cases}$$

$$\min \theta = \theta_3 = 2$$

故将对应的基本变量  $x_5$  换出, 作为非基本变量。

进行(2)迭代——现时的基本变量为  $x_3, x_2$  和  $x_1$ , 非基本变量为  $x_4$  和  $x_5$ 。于是由式(11.17)得:

$$\begin{cases} x_3 = 4 - x_1 = 4 - (2 + x_4 - x_5) = 2 - x_4 + x_5 \\ x_2 = 3 - x_4 \\ x_1 = 2 + x_4 - x_5 \end{cases} \quad (11.19)$$

令  $x_4 = x_5 = 0$ , 解得  $x_3 = 2, x_2 = 3, x_1 = 2$ 。又找到一角点  $x^{(2)} = (2, 3, 2, 0, 0)^T$ 。判别该角点是否为最优解, 将式(11.19)代入式(11.13)中得:

$$Z = 2(2 + x_4 - x_5) + 3(3 - x_4) = 13 - x_4 - 2x_5 \quad (11.20)$$

其中各变量( $x_4$  与  $x_5$ )的系数均为负, 故该角点即为最优解。于是求得原问题的解为  $x_1 = 2, x_2 = 3, Z = 13$ 。与图解法的结果相同。

上述单纯形法的迭代解算, 可用所谓的“单纯形表”列表进行。单纯形表的迭代运算如表 11.1。

每次迭代的最后一行, 称为检验数行。对应各变量  $x_j$  的检验数是  $C_j - \sum_{i=1}^m C_i a_{ij}$ , 即  $C_j - Z_j = \sigma_j (j = 1, 2, 3, \dots, n)$ , 其中  $C_j$  为取作基本变量的对应价值系数,  $a_{ij}$  为第  $i$  行约束方程中第  $j$  列变量的系数。该行中的  $Z$  值表示目标函数值, 而用  $-Z = -\sum_{i=1}^m C_i b_i$ ;

$\theta_i$  列的数字是在确定换入变量后, 按  $\theta$  规则计算出来的。

现结合前例, 对单纯形表的列表方法加以说明。

第一步, 由式(11.14)以及选定的初始基本变量, 在(0)次迭代表中填入有关系数与常数

项。

第二步,计算检验数  $\sigma_j \leq 0$ , 则已得最优解。否则转入下一步。此处  $\sigma_1 = 2, \sigma_2 = 3$ , 都大于零。

第三步,在所有  $\sigma_j > 0$  中,若有一个  $\sigma_k$  对应  $x_k$  的系数列向量  $P_k \leq 0$  (即对  $i = 1, 2, \dots, m$  均有  $a_{ik} \leq 0$ ), 则此问题无解。否则转入下一步。此处  $P_1$  与  $P_2$  均为正。

第四步,根据  $\max(\sigma_j > 0) = \sigma_k$ , 确定  $x_k$  为换入变量。再根据  $\theta$  规则确定  $x_l$  为换出变量。其中:

$$\theta = \min_i \left( \frac{b_i}{a_{ik}} \mid a_{ik} > 0 \right) = -\frac{b_i}{a_{ik}} \quad (11.21)$$

于是得到主元素  $a_{ik}$ , 转入下一步。在此,  $\max(\sigma_2, \sigma_3) = \max(2, 3) = 3$ , 故  $x_2$  为换入变量。而  $\theta = \min_i \left( \frac{b_i}{a_{i2}} \mid a_{i2} > 0 \right) = \min\left(\frac{3}{1}, \frac{5}{1}\right) = 3$ , 故相应行的  $x_4$  为换出变量。 $x_2$  对应列与  $x_4$  对应行之交叉处的  $a_{32} = [1]$  为主元素。

第五步,以  $a_{ik}$  为主元素进行旋转运算(即用高斯消元法进行迭代),把  $x_k$  所对应的列向量,

$$P_k = \begin{bmatrix} a_{1k} \\ a_{2k} \\ \vdots \\ a_{ik} \\ \vdots \\ a_{mk} \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{变换为}} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \leftarrow \text{第 } l \text{ 行}$$

并将  $x_l$  与  $x_k$  对换位置,得到新的单纯形表,进行下一迭代。以下步骤完全类同。直到求出最优解,迭代停止。本例经二次迭代就得到了最优解。

表 11.1 单纯形表

迭代次数	$C_j$			2	3	0	0	0	$\theta_i$
	$C_B$	$x_B$	$b$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	
(0)	0	$x_3$	4	1	0	1	0	0	/
	0	$x_4$	3	0	[1]	0	1	0	3
	0	$x_5$	5	1	1	0	0	1	5
		$-Z$	0	2	3	0	0	0	
(1)	0	$x_3$	4	1	0	1	0	0	4
	3	$x_2$	3	0	1	0	1	0	/
	0	$x_5$	2	[1]	0	0	-1	1	2
		$-Z$	-9	2	0	0	-3	0	
(2)	0	$x_3$	2	0	0	1	1	-1	
	3	$x_2$	3	0	1	0	1	0	
	2	$x_1$	2	1	0	0	-1	1	
		$-Z$	-13	0	0	0	-3	-2	

注:  $x_B$  列中填入基本变量;  $C_B$  列中填入对应基本变量的价值系数, 它们随基本变量而变;  $b$  列中填入约束方程组右端的常数;  $C_j$  行的数字是各变量的价值系数。

一般而言,单纯形表中的迭代次数大约是行数的 1.0~1.5 倍。当行数(即约束方程数)较多时,计算工作量很大,手算十分繁复。而求助于电子计算机,运算将十分简捷。单纯形法计算步骤的框图,如图 11.5 所示。

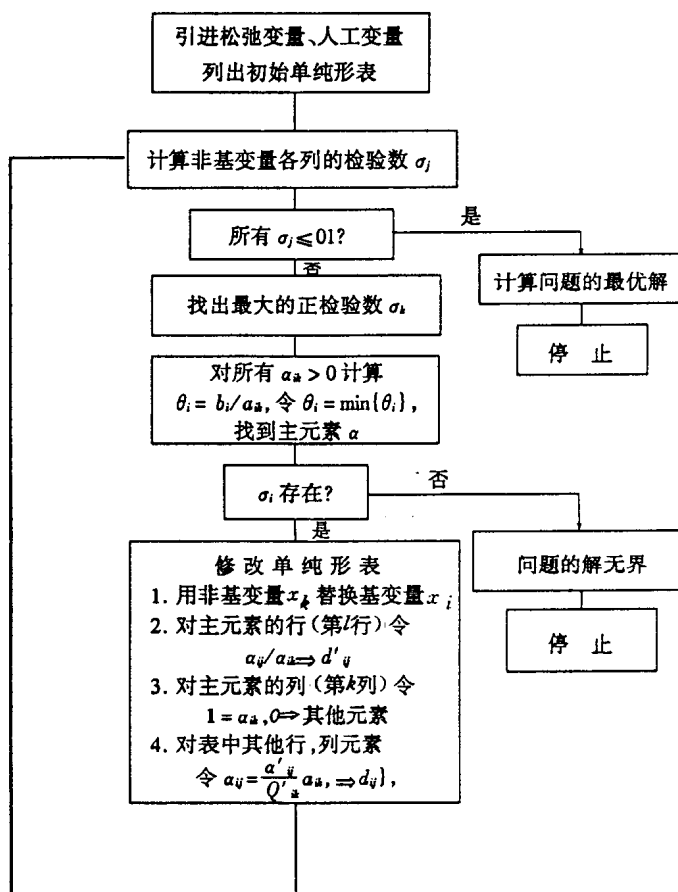


图 11.5 单纯形法计算步骤框图(求最大值)

## 二、动态规划

线性规划只能解决静态数学模型的最优化。但是有很多问题是与时间或空间因素有关的,需要建立动态模型。动态模型由于参数变化和状态转移与时间或空间有关,因此可以按时间或空间将过程划分成若干阶段,分阶段进行决策。动态规划法(dynamic programming)是解决多阶段决策过程的一种最优化技术<sup>[51]</sup>。

动态规划适用范围广泛,有很强的实用性,它可用来分析确定性或随机性问题;线性的或非线性的问题;连续的或离散的问题;一维的或多维的问题。但当维数(或状态变量)超过三个以上时,需要占用大量的计算机内存或很长的计算时间,因而要寻求降维的方法。

### 1. 多阶段决策过程

所谓多阶段决策过程(multi-stage decision process),是指根据时间与空间特性,可将问题的整个过程划分为若干阶段,在每一阶段都有相应决策的整个过程。在每一阶段,问题由初始状态,经过某种决策,变为终点状态。这个终点状态,又是下一阶段的初始状态。如此重复,经历

所有阶段。而能使整个过程取得最优效益的多阶段决策过程,称为多阶段最优决策过程。

现以水库调度的问题为例来加以说明。设水库供水期初的水位为正常蓄水位,供水期末的水位为死水位。将供水期以一个月作为阶段划分,则阶段数为  $n$ 。令  $t_i (i=0,1,2,\dots,n)$  表示各阶段的始末时刻;状态变量  $S_i (i=0,1,2,\dots,m)$  表示相应时刻的蓄水状态;决策变量  $D_i (i=1,2,3,\dots,K)$  表示相应阶段水库的蓄放水决定。于是  $i$  阶段时刻  $t_i$  的状态  $S_i$ , 就是  $t_{i-1}$  时刻状态  $S_{i-1}$  经决策  $D_i$  的结果。而  $i$  阶段时段初状态为  $S_{i-1}$ , 采取  $D_i$  决策, 水库获得的效益为  $r_i(S_{i-1}, D_i)$  或  $f_i(S_{i-1})$ , 即  $f_i(S_{i-1}) = Y_i(S_{i-1}, D_i)$ 。由第  $i$  阶段初状态  $S_{i-1}$ , 作  $i$  阶段决策  $D_i$ , 至第  $n$  阶段末的总效益为  $f_i^*(S_{i-1}, D_i)$ 。用加“\*”号的  $f_i^*(S_{i-1}, D_i)$ , 表示  $i$  阶段初至  $n$  阶段末的最优总效益。状态  $S$  与效益  $r$  都是决策  $D$  的函数。整个供水期的总效益, 与每一阶段的决策有关。为了求得最大效益, 必须分阶段作出决策, 并使每一阶段取一个决策所组成的决策序列为最优策略。其多阶段决策过程, 可用图 11.6 表示。

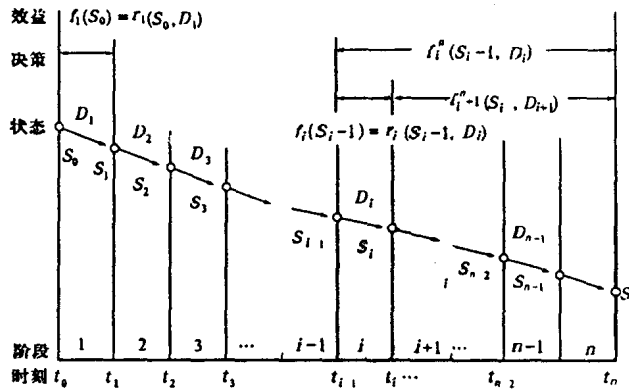


图 11.6 多阶段决策过程及递推(逆推)示意

## 2. 递推关系与最优化原理

上述水库调度的多阶段决策过程, 在供水期初与供水期末之间各阶段可有许多状态和作出不同决策, 构成众多的策略, 即有众多的调度方案。如果采用穷举法, 逐一计算各方案的总效益, 以选出总效益为最大的最优方案, 显见是非常繁琐甚至是难以实行的。现假定供水期为 11 月初至 3 月末, 仍以月作为阶段, 并经初步筛选, 每阶段还会留 3 个状态和 9 个决策可供比较。经此简化的水

库调度问题来说明动态规划法的递推方程与最优化原理。水库状态与决策过程见图 11.7。图中圆圈中编号为各阶段始末水库状态(可以库水位或水库蓄水量表示), 线上数字代表各阶段根据入库径流, 采取不同决策可获得的综合效益。

现由最末一个阶段, 即 3 月份开始, 逆时序进行分析。此时阶段数  $n=5$ , 阶段初状态有

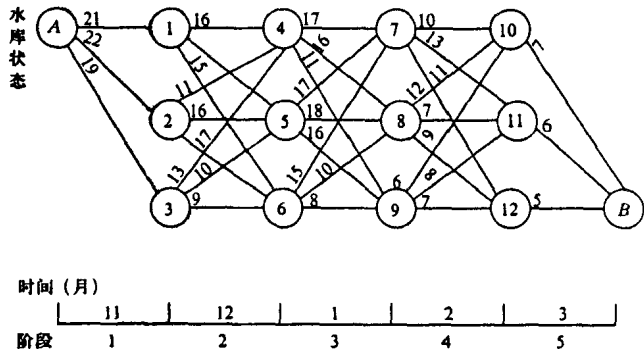


图 11.7 水库状态及决策过程示意图

⑩、⑪和⑫,阶段末状态为  $B$ ,由初状态到末状态,各只有一种决策。其最大效益的求解方程分别为  $f_3^*(10) = r_3(10, B)$ 、 $f_3^*(11) = r_3(11, B)$ 和  $f_3^*(12) = r_3(12, B)$ 。式中“\*”表示最优的意思,具体分析可见表 11.2 所示。

表 11.2 动态规划阶段计算表  $n = 5$

状态 $S$ \ 决策 $D$	$f_3^*(S, D) = r_3(S, D)$	$f_3^*(S)$	$D^*$
	$B$		
⑩	7	7	$B$
⑪	6	6	$B$
⑫	5	5	$B$

再看倒数第二阶段,即  $n = 4$ ,为 2 月份。2 月初状态有⑦、⑧、⑨三种。若从⑦起始,可取经⑩或经⑪或经⑫到  $B$  的三种决策,内含有优选问题。其最优效益求解方程为

$$f_4^*(7) = \max \left\{ \begin{aligned} &r_4(7, 10) + f_3^*(10) \\ &r_4(7, 11) + f_3^*(11) \\ &r_4(7, 12) + f_3^*(12) \end{aligned} \right\}$$

从状态⑧和⑨,同样用上述方法优选。具体分析可见表 11.3。

表 11.3 动态规划阶段计算表  $n = 4$

状态 $S$ \ 决策 $D$	$f_4^*(S, D) = r_4(S, D) + f_3^*(S)$			$f_4^*(S)$	$D^*$
	⑩	⑪	⑫		
⑦	10 + 7 = 17	13 + 6 = 19	11 + 5 = 16	19	11
⑧	12 + 7 = 19	7 + 6 = 13	9 + 5 = 14	19	10
⑨	6 + 7 = 13	8 + 6 = 14	7 + 5 = 12	14	11

再看倒数第三阶段,即  $n = 3$ ,为 1 月份。分析方法同上。若从时段状态④起始,其最优效益求解方程为

$$f_3^*(4) = \max \left\{ \begin{aligned} &r_3(4, 7) + f_4^*(7) \\ &r_3(4, 8) + f_4^*(8) \\ &r_3(4, 9) + f_4^*(9) \end{aligned} \right\}$$

初始状态⑤和⑥的分析类同,见表 11.4。

表 11.4 动态规划阶段计算表  $n = 3$

状态 $S$ \ 决策 $D$	$f_3^*(S, D) = r_3(S, D) + f_4^*(S)$			$f_3^*(S)$	$D^*$
	⑦	⑧	⑨		
④	17 + 19 = 36	16 + 19 = 35	14 + 14 = 28	36	⑦
⑤	17 + 19 = 36	18 + 19 = 37	16 + 14 = 30	37	⑧
⑥	15 + 19 = 34	10 + 19 = 29	8 + 14 = 22	34	⑨

依次类推到  $n = 2$  和  $n = 1$  阶段,分析结果见表 11.5 和 11.6。

表 11.5 动态规划阶段计算表  $n = 2$

状态 $S$ \ 决策 $D$	$f_2(S, D) = r_2(S, D) + f_1^*(S)$			$f_2^*(S)$	$D^*$
	④	⑤	⑥		
①	16 + 36 = 52	19 + 37 = 56	15 + 34 = 49	56	⑤
②	14 + 36 = 50	16 + 37 = 53	17 + 34 = 51	53	⑤
③	13 + 36 = 49	10 + 37 = 47	9 + 34 = 43	49	④

表 11.6 动态规划阶段计算表  $n = 1$

状态 $S$ \ 决策 $D$	$f_1(S, D) = r_1(S, D) + f_0^*(S)$			$f_1^*(S)$	$D^*$
	①	②	③		
A	21 + 56 = 77	22 + 53 = 75	19 + 49 = 68	77	①

于是,得到水库的最优调度方案为 A①⑤⑧⑩B,所得总效益最大为 77。从分析中可以看出,动态规划法的求解过程,是把一个具体的问题表述为使过程状态序贯转移,相应效益指标函数递推变化的递推方程,通过递推关系求最优解,即利用  $i$  阶段与  $i + 1$  阶段间的如下关系:

$$\begin{cases} f_i^*(S_{i-1}) = \max_{D_i} \{ r_i(S_{i-1}, D_i) + f_{i+1}^*(S_i, D_{i+1}) \} \\ f_n^*(S_{n-1}) = \max_{D_n} \{ r_n(S_{n-1}, D_n) \} \end{cases} \quad (11.22)$$

式(11.22)表达的递推关系,称为动态规划的基本方程。它是根据动态规划的最优化原理推导得来的。

动态规划的最优化原理是:一个过程的最优策略具有这样的性质,即不论其初始状态和初始决策如何,其后的诸决策必须对于初始决策所形成的状态构成一个最优策略。换句话说,就是不管以前的决策如何,面临时刻所采取的决策,一定要使余留期的策略最优。

上述水库调度整个供水期的最优策略就是根据最优化原理,用递推关系求得的。而(11.22)式表达的递推关系,实质上是将全周期的目标函数值,用面临时段函数值与余留期的最优函数值两部分之和来表示。

### 3. 动态规划的数学模型与解法

用动态规划法求解一个实际问题时,需根据题意,写出数学模型。模型有三个组成部分:系统的状态转移方程、目标函数和约束条件组。求解时,需将目标函数和约束条件组变换成递推公式,再逐阶段递推求得最优策略。

动态规划没有固定的标准解法程序,主要是重复使用递推方程,逐段寻优。具体求解时,又可分为“逆序法”和“顺序法”。

“逆序法”是从最后一个时段开始,推算到最初时段为止。即阶段行进方向与寻优方向相反。“顺序法”是从最初的时段开始,推算到最后时段为止,即时段行进方向与寻优方向相同。“逆序法”的递推方程已在上例中作了介绍。“顺序法”的递推方程仍以上述水库调度为例,即为

$$\begin{cases} f_i^*(S_i) = \max_{D_i} \{r_i(S_i, D_i) + f_{i-1}^*(S_{i-1}, D_{i-1})\} \\ f_1^*(S_1) = \max_{D_1} \{r_1(S_1, D_1)\} \end{cases} \quad (11.23)$$

由此可知,动态规划法实质上是将一个  $n$  阶段决策过程的实际问题,化为  $n$  个形式与性质相同而又互相联系的单阶段决策的子问题。每个子问题又都是求变量极值,于是重复地解  $n$  个比较简单的求极值问题,逐步保留子问题的最优策略而求得全周期的最优策略。

需要指出的是:尽管动态规划法适用于求解各种各样的多阶段决策过程的问题,但当变量个数较多时,需要冗长的计算时间和很大的计算机内存,手算几乎是不可能的。因此,需要寻求降维的算法。目前的解法大体上有:格点法、拉格朗日乘数法(函数近似法)、逐次逼近法和增量动态规划法等。而根据输入的不同,又有确定性动态规划、随机性动态规划和模糊动态规划等。

现将一维求效益最大值问题的逆序解法程序框图,表示为如图 11.8。其中阶段变量  $n$  ( $n = 1, 2, \dots, N$ ), 状态变量  $m$  ( $m = 1, 2, \dots, M$ ), 决策变量  $J$  ( $J = 1, 2, \dots, K$ )。  $M$  与  $K$  是各阶段状态向量和决策向量的维数。作为初始输入,同时输入阶段数  $N$ 、状态变量数  $M$ 、决策变量数  $K$  以及其他原始数据。于是可从末级开始逆序递推进行计算,直到初始阶段的初始状态,所得的最优轨迹就是全过程最优策略,或称最优决策序列  $D_1^*, D_2^*, \dots, D_N^*$ 。同时得到最优目标函数值  $f_1^*(S_0)$ 。

## 第四节 单一水库优化调度

水库的优化调度,其完整的概念包括水量、水能、水质和库容的最优利用。为单一目标服务的单一水库,最优化调度研究的途径主要是通过建立调度过程的数学模型来进行。水库调度的数学模型,根据径流描述的方法又分为确定性模型和随机性模型。

### 一、防洪水库优化调度

#### 1. 最优准则

水库的防洪任务,一般是为了减免下游防洪地区的洪水灾害。因此,最优准则就是指衡量防洪操作优劣程度的标准,一般可归纳为三种形式:①最大削峰准则;②最短洪淹历时准则;③最小洪灾损失或最小防洪费用准则。

#### 2. 数学模型

数学模型中的目标函数随最优准则不同而不同。以最大削峰准则为例,当入库洪水、区间洪水、防洪库容、下游允许安全泄量和溢洪道泄洪能力等均为已知的情况下,按最大削峰操作,就是要在蓄满防洪库容的条件下尽量使下泄流量均匀。在数学上可以证明,下泄流量尽量均匀,等价于下泄流量的平方和最小。于是目标函数为

$$\text{无区间洪水时} \quad \min \int_{t_0}^{t_D} q^2(t) dt \quad (11.24)$$

$$\text{有区间洪水时} \quad \min \int_{t_0}^{t_D} [q(t) + q_{\text{区}}(t)]^2 dt \quad (11.25)$$

式中  $t_0$ 、 $t_D$ ——超过下游安全泄量的洪水起迄时间,或最优化防洪操作时间;

$q(t)$ ——待求的泄流过程;

$q_{\text{区}}(t)$ ——区间洪水过程。

实际应用时,可将上式按选定时间  $\Delta t$  (例如 1 天、5 天等),化为有限差形式。

约束条件主要有以下四种。

(1) 防洪库容约束:

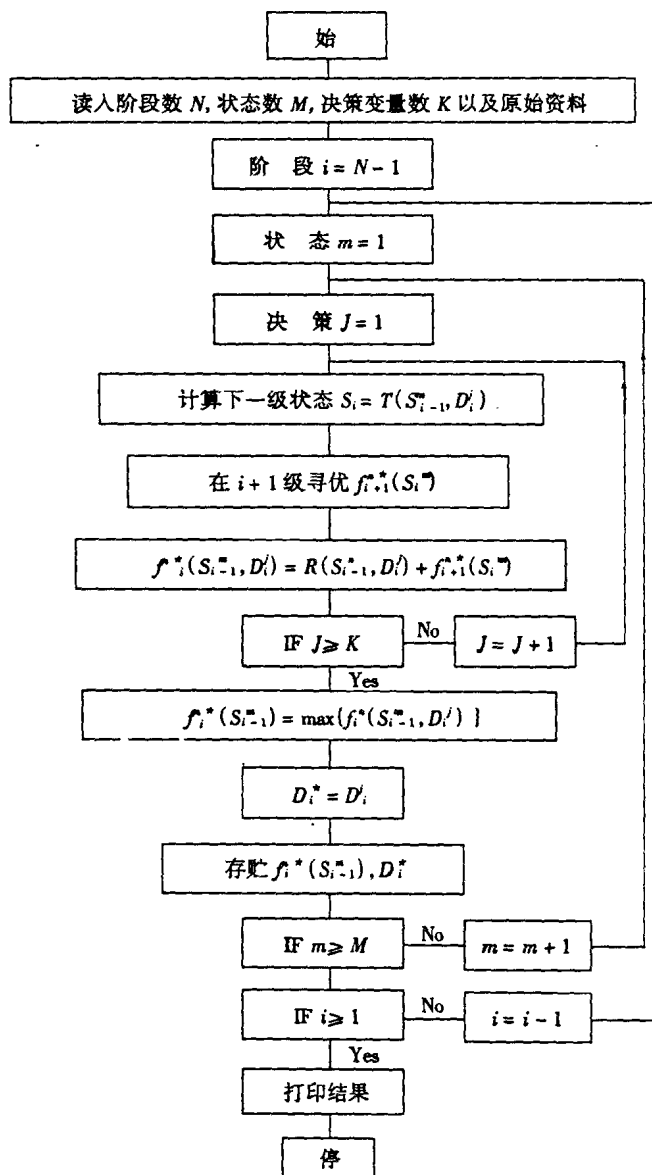


图 11.8 逆序解法框图

$$\sum_{t_0}^{t_D} (Q_t - q_t) \Delta t = V_{\text{防}} \quad (11.26)$$

式中  $Q_t$  ——时段  $\Delta t$  内的平均入库流量;

$q_t$  —— $\Delta t$  内决策的下泄流量;



$V_{\text{防}}$ ——防洪库容。

(2) 防洪策略约束(遇设计或超标准洪水时):

$$\begin{aligned} \text{无预泄时} \quad q_{\text{安}} &\leq q_i \leq Q_i \\ \text{有预泄时} \quad q_{\text{安}} &\leq q_i \end{aligned} \quad (11.27)$$

式中  $q_{\text{安}}$ ——下游的安全泄量。

(3) 泄洪设备(如溢洪道)能力约束:

$$q_i \leq q(Z_i, B_i) \quad (11.28)$$

式中  $Z_i$ ——各时刻的(或各时段平均的)水库蓄水位,为决策  $q_i$  和时段初库水位的已知函数;

$B_i$ ——溢洪道操作方式,即各时刻门孔开启的数目和开度。当闸门操作并无事先的限制要求时,以门孔全开之  $B_M$  代入,而  $B_i$  的变化过程,由泄流决策求出后反推之。

(4) 水库水量平衡约束:

$$(Q_i - q_i)\Delta t = \Delta V \quad (11.29)$$

式中  $\Delta V$ ——时段  $\Delta t$  内库容的变化。

### 3. 求解方法

上述四种约束条件中,最后两个通常为非线性约束。如果模型为线性,就可用线性规划的单纯形法解出最优泄流决策。当模型为非线性时,可以直线逼近或其他线性化方法(如泰勒级数展开式)使之线性化。目前更常用的是按动态规划的模式来解。

运用动态规划法求解,关键在于写出系统的状态转移方程和效益递推方程。当用水库蓄水量(即库容)作为状态变量时,则状态转移方程为

$$V_i = V_{i-1} + (Q_i - q_i)\Delta t \quad (11.30)$$

式中  $V_i$ ——第  $i$  阶段末的状态变量;

$V_{i-1}$ ——第  $i$  阶段初的状态变量;

$Q_i$ ——第  $i$  阶段的入库流量;

$q_i$ ——第  $i$  阶段的出库泄量;

$\Delta t$ ——第  $i$  阶段时段长。

水库最大削峰准则时的防洪效益的递推方程(逆推时)为

$$f_i^*(V_{i-1}) = \min_{\Omega} \{ q_i^2 \Delta t + f_{i+1}^*(V_i) \} \quad (11.31)$$

式中  $f_i^*(V_{i-1})$ ——第  $i$  阶段初水库状态为  $V_{i-1}$  时至第  $n$  阶段末的最优总效益;

$q_i^2 \Delta t$ ——第  $i$  阶段即面临阶段的效益。当时段长  $\Delta t$  取为定值时,只计  $q_i^2$ ;

$f_{i+1}^*(V_i)$ ——第  $i$  阶段初水库状态为  $V_{i-1}$ ,经  $q_i$  放水决策后到第  $i+1$  阶段初(即  $i$  阶段末)状态为  $V_i$  时余留期的最优总效益;

$\Omega$ ——可行的决策域,即诸约束条件所组成的约束集合。

具体计算,可由洪水过程线退水段上超过下游安全泄量的时间开始,或当防洪库容蓄满时开始逐时段(阶段)逆推。以下结合一个简单的例子,介绍入库洪水为确定型时的求解方法。

【例 11.2】某水库设有泄洪底孔和河岸式溢洪道。底孔底部高程 93m,断面尺寸 6m × 6m。溢洪道堰顶高程 104m,净宽 70m,设有五孔高为 11m 的闸门。防洪限制水位 110m,设计

洪水位 115.9m,防洪高水位 114.25m。水库库容曲线如表 11.8。水库下游防洪标准  $p = 1\%$ ,安全泄量  $2\,000\text{m}^3/\text{s}$ 。当起调水位为正常蓄水位,遇  $p = 1\%$  洪水时,求以最大削峰为准则的最优防洪操作。 $p = 1\%$  的洪水过程如表 11.7。

表 11.7  $p = 1\%$  洪水过程

时间( $\Delta t = 3\text{h}$ )	0	1	2	3	4
$Q/(\text{m}^3/\text{s})$	1 405	9 400	6 850	6 300	2 075

解:计算泄流曲线如表 11.8。将超过下游安全泄量的洪水过程按  $\Delta t = 3\text{h}$  划分为  $n = 4$  个时段。将库水位 110~114.25m 防洪库容按  $10\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h}$  分格。于是由计算时期与防洪库容组成的策略平面,就被分成若干个网格点,如图 11.9 所示。

表 11.8 库容曲线与泄流曲线

水位/m	110	110.80	110.90	111	111.50	111.80	112
库容/ $(\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h})$	60 500	68 900	69 950	71 000	76 500	79 800	82 000
泄量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	底孔	490	503	505	506	518	525
	溢洪道	2 020	2 476	2 533	2 590	2 875	3 046
	合 计	2 510	2 979	3 038	3 096	3 393	3 571
水位/m	112.60	112.70	113	113.70	113.80	114	114.25
库容/ $(\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h})$	88 600	89 700	93 000	102 100	103 400	106 000	109 370
泄量/ $(\text{m}^3/\text{s})$	底孔	540	541	546	556	557	564
	溢洪道	3 532	3 594	3 780	4 249	4 316	4 613
	合 计	4 072	4 135	4 326	4 805	4 873	5 177

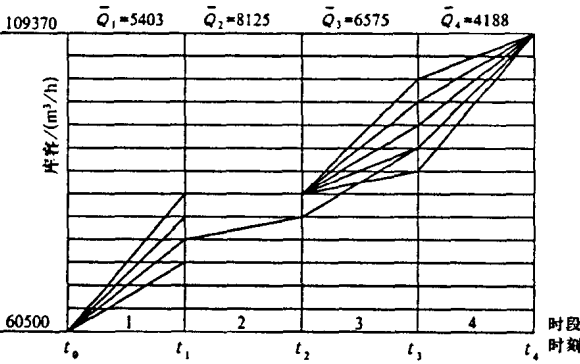


图 11.9 动态规划求防洪最优调度线示意图

然后,逐时段运用动态规划的逆推方法求解。最大削峰准则的目标函数为下泄流量和平方和最小,即  $\min \sum_{i=1}^4 q_i^2$ 。逆推的递推方程为

$$f_i^* (V_{i-1}) = \min_n \{ q_i^2 + f_{i+1}^* (V_i) \} \tag{11.32}$$

约束条件如式(11.26)、(11.27)、(11.28)。对于某一时段而言,时段始末的库容为格点上的取

值。运用状态转移方程  $V_i = V_{i-1} + (\bar{Q}_i - q_i)\Delta t$ , 可求得各对应时段始末库容的泄量, 其中  $\bar{Q}_i$  为时段平均入库流量。保留满足诸约束条件的  $q$  值, 并平方, 再与余留期最小泄量平方值相加, 求得相应于某一时段初库水位的下泄流量平方和最小值, 即最优子策略。一直到  $n = 1$  的第一时段, 即可行到最优防洪调度线。计算期末和计算期初的库容是已始的定值。具体计算表见 11.9~11.12。

表 11.9 动态规划阶段计算  $n = 4$  单位: 库容  $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h}$ ; 泄量  $\text{m}^3/\text{s}$

时段初 库 容	时段末 库 容	本时段平均泄量及泄量平方值		余留时期 最小泄量 平 方 值	累积泄量 平 方 值	最小累积 泄 量 平 方 值
		$q_4$	$(q_4)^2$			
102 830	109 370	2 008	4 032 064	0	4 032 064	4 032 064
102 820		2 005	4 020 025	0	4 020 025	4 020 025
102 810		2 001	4 004 001	0	4 004 001	4 004 001
102 800		1 998	3 992 004	0	3 992 004	3 992 004
102 790		1 995	3 980 025	0	3 980 025	3 980 025

表 11.10 动态规划阶段计算  $n = 3$  单位: 库容  $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h}$ ; 泄量  $\text{m}^3/\text{s}$

时段初 库 容	时段末 库 容	本时段平均泄量及泄量平方值		余留时期 最小泄量 平 方 值	累积泄量 平 方 值	最 小 累 积 泄量平方值 ( $q_3 \geq q_{安}$ )
		$q_3$	$(q_3)^2$			
89 110	102 830	2 002	4 008 004	4 032 064	8 040 068	8 036 035
	102 820	2 005	4 020 025	4 020 025	8 040 050	
	102 810	2 008	4 032 064	4 004 001	8 036 065	
	102 800	2 012	4 018 144	3 992 004	8 040 148	
	102 790	2 015	4 060 225	3 980 025	8 040 250	
89 110	102 830	1 998	3 992 004	4 032 064	8 024 068	8 024 026
	102 820	2 002	4 008 004	4 020 025	8 028 029	
	102 810	2 005	4 020 025	4 004 001	8 024 026	
	102 800	2 008	4 032 064	3 992 004	8 024 068	
	102 790	2 012	4 048 144	3 980 025	8 028 169	
89 090	102 830	1 995	3 980 025	4 032 064	3 012 089	8 012 005
	102 820	1 998	3 992 004	4 020 025	8 012 029	
	102 810	2 002	4 008 004	4 004 001	8 012 005	
	102 800	2 005	4 020 025	3 992 004	8 012 029	
	102 790	2 008	4 032 064	3 980 025	8 012 089	
89 080	102 830	1 992	3 968 064	4 032 064	8 000 128	8 000 008
	102 820	1 995	3 980 025	4 020 025	8 000 050	
	102 810	1 998	3 992 004	4 004 001	7 996 005	
	102 800	2 002	4 008 004	3 992 004	8 000 008	
89 070	102 790	2 008	4 020 025	3 980 025	8 000 050	7 988 029
	102 830	1 988	3 952 144	4 032 064	7 984 208	
	102 820	1 992	3 968 064	4 020 025	7 988 089	
	102 810	1 995	3 980 025	4 004 001	7 984 026	
	102 800	1 998	3 992 004	3 992 004	7 984 008	
	102 790	2 002	4 008 004	3 980 025	7 988 029	

本例的最优调度线是由防洪限制水位 110m 至 110.97m、112.64m、113.75m、114.25m, 如图 11.9 中的粗线所示。最优泄量为  $2\,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2\,002\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2\,002\text{m}^3/\text{s}$  和  $1\,998\text{m}^3/\text{s}$ , 近似为  $2\,000\text{m}^3/\text{s}$ 。即相当于常规调度的削平头下泄。

表 11.11 动态规划阶段计算  $n=2$ 单位:库容  $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h}$ ;泄量  $\text{m}^3/\text{s}$ 

时段初 库 容	时段末 库 容	本时段平均泄量及泄量平方值		余留时期 最小泄量 平方值	累积泄量 平方值	最 小 累 积 泄量平方值 ( $q_2 \geq q_{安}$ )
		$q_2$	$(q_2)^2$			
70 730	89 110	1 998	3 992 004	8 036 035	12 028 039	12 032 030
	89 100	2 002	4 008 004	8 024 026	12 032 030	
	89 090	2 005	4 020 025	8 012 005	12 032 030	
	89 080	2 008	4 032 064	8 000 008	12 032 072	
	89 070	2 012	4 048 144	7 988 029	12 036 173	
70 720	89 110	1 995	3 980 025	8 036 035	12 016 060	12 020 009
	89 100	1 998	3 992 004	8 024 026	12 016 030	
	89 090	2 002	4 008 004	8 012 005	12 020 009	
	89 080	2 005	4 020 025	8 000 008	12 020 033	
	89 070	2 008	4 032 064	7 933 029	12 020 093	
70 710	89 110	1 992	3 968 064	8 036 035	12 004 099	12 008 012
	89 100	1 995	3 980 025	8 024 026	12 004 051	
	89 090	1 998	3 992 004	8 012 005	12 004 009	
	89 080	2 002	4 008 004	8 000 008	12 008 012	
	89 070	2 005	4 020 025	7 988 029	12 008 054	
70 700	89 110	1 988	3 952 144	8 036 035	11 988 179	11 996 033
	89 100	1 992	3 968 064	8 024 026	11 992 090	
	89 090	1 995	3 980 025	8 012 005	11 992 030	
	89 080	1 998	3 992 004	8 000 008	11 992 012	
	89 070	2 002	4 008 004	7 988 029	11 996 033	

表 11.12 动态规划阶段计算  $n=1$ 单位:库容  $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{h}$ ;泄量  $\text{m}^3/\text{s}$ 

时段初 库 容	时段末 库 容	本时段平均泄量及泄量平方值		余留时期 最小泄量 平方值	累积泄量 平方值	最 小 累 积 泄量平方值 ( $q_1 \geq q_{安}$ )
		$q_1$	$(q_1)^2$			
60 500	70 730	1 993	3 972 049	12 032 030	16 004 079	16 008 012
	70 720	1 996	3 984 016	12 020 009	16 004 025	
	70 710	2 000	4 000 000	12 008 012	16 008 012	
	70 700	2 003	4 012 009	11 996 033	16 008 042	

## 二、水电站水库优化调度

### 1. 最优准则

水电站运行的最优准则,一般应包括数量和质量两个方面。即发电的经济效益最大和供电的质量最高。经济效益最大的准则,对单一水电站水库来说,最常用的是调节周期(年)内发电量最多;对于水、火电站组成的混合电力系统,常用的是系统总的年运行支出最小或等价的系统年煤耗量最小。

### 2. 最优调度的物理基础

当水电站以发电量最多作为最优准则时,优化调度的物理基础可由出力的基本公式  $N = AQH$  和电量公式  $E = \sum E_i = \sum N_i \Delta t$  来分析。在河川径流及调节库容已定的情况下,发电量的多少,取决于出力系数、发电引用流量和水头的大小。即优化调度要着眼于出力系数、引用流量和水头的最优利用。

出力系数与机型、引用流量和水头有关。对一定机型,优化调度实质上是研究流量与水头的最优利用。在求出逐月或逐旬最优平均出力的基础上,再研究水电厂机组间的最优负荷分配,即研究短期厂内经济运行问题。

调节程度不高的不完全年调节和季调节水库,流量的最优利用除枯水年份外,一般远较水

头利用的效益为大,也更重要。因此,除约束条件的满足是基本要求外,应把流量利用作为第一位考虑的因素。调节程度高的水库,弃水机会少,故水利用的效益可能更重要,只是在接近满蓄和来水较丰的年份,流量与水头利用的效益可能仍同等重要。

### 3. 数学模型

单一发电水库,入库为确定型,以计算期内总电能最大为最优准则时,目标函数为

$$\max_{q_i} \sum_{i=1}^n N_i = \max_{q_i} \left\{ \sum_{i=1}^n N_i(Z_{i-1}, Z_i) \right\} \quad (11.33)$$

式中,  $N_i$  为  $i$  时段的平均出力,它是时段引用流量  $q_i$  与水头  $H_i$  的函数。而时段引用流量和水头又是时段始末库水位的函数。故  $N_i$  也是  $i$  时段始末库水位  $Z_{i-1}$  与  $Z_i$  的函数。

约束条件,有以下几个:

$$(1) \text{水位限制 } Z_{\text{死}} \leq Z_i \leq Z_{\text{正}} (\text{或 } Z_{\text{死}}) \quad (11.34)$$

$$(2) \text{出力限制 } N_{\text{保}} \leq N_i \leq N_{\text{装}} \quad (11.35)$$

$$(3) \text{引用流量限制 } q_{\text{min}} \leq q_i \leq q_{\text{max}} \quad (11.36)$$

$$(4) \text{水量平衡限制 } \bar{Q}_i - q_i = \frac{\Delta V_i(Z_{i-1}, Z_i)}{\Delta t} \quad (11.37)$$

### 4. 求解方法

求解上述数学模型,就是在死水位和正常蓄水位给定的情况下,对有  $n-1$  个自变量的函数式,求其满足诸约束条件的最大值。当用动态规划法求解时,系统的状态转移方程和逆推的效益递推方程可写为:

$$V_{i+1} = V_i + (Q_i - q_i) \Delta t \quad (11.38)$$

$$f_i^*(V_i) = \max_{q_i} \{ N_i + f_{i+1}^*(V_{i+1}) \} \quad (11.39)$$

式中  $V_{i+1}$ ——第  $i$  阶段末的水库蓄水量,即状态变量;

$V_i$ ——第  $i$  阶段初的水库蓄水量;

$Q_i$ —— $i$  阶段的平均入库流量;

$q_i$ —— $i$  阶段的发电引用流量;

$f_i^*(V_i)$ —— $i$  阶段初状态为  $V_i$  时至第  $n$  阶段末的最大电能;

$N_i$ —— $i$  阶段的平均出力或电能;

$f_{i+1}^*(V_{i+1})$ ——第  $i$  阶段初状态为  $V_i$  经  $q_i$  放水决策后到第  $i+1$  阶段初状态为  $V_{i+1}$  时余留的最大电能。

以下结合一个简例,介绍当入库径流为确定型时的电算求解框图。

【例 11.3】某单一发电水库正常蓄水位和死水位为已知,蓄水期  $T$  内的入流过程  $Q = f(t)$ ,下游水位流量关系  $Z = f(Q)$ ,水轮机组最大过水能力  $Q_{\text{max}}$  和最小过水能力  $Q_{\text{min}}$ ,出力系数  $A$ ,库容曲线  $H = f(V)$ ,保证出力  $N_{\text{保}}$ ,装机容量  $N_{\text{装}}$ ,以及各时段的有关限制要求亦均为已知。最优准则为  $T$  时期的总电能最大。初始时刻  $t_1$  及  $T$  时期末时刻  $t_{n+1}$  的库水位分别为死水位与正常蓄水位,试求满足所有约束条件和最优准则的优化调度线。

解:将计算期  $T$  以计算时段长  $\Delta t$  (如一月或一旬)划分为  $n$  等分,即分为  $n$  个阶段。将死水位到正常蓄水位间的兴利库容分为  $m$  等分。计算期  $T$  与兴利库容组成的策略平面,即被分成若干网格点,如图 11.10。用计算机在格点取值逆推求解。

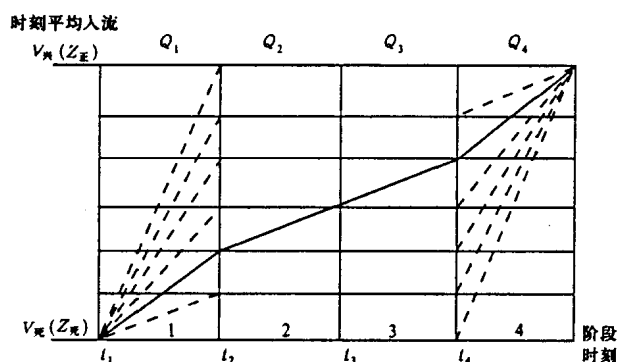


图 11.10 动态规划法求发电最优调度线示意图

首先对计算机求解的程序变量数组说明如下:

- $N$  —— 总的周期时段数;
- $M$  —— 兴利库容等分数。而  $M + 1$  即为库容节点数;
- $I$  —— 阶段循环变量 ( $I = 1, 2, \dots, N$ );
- $J$  —— 任一阶段初始状态循环变量 ( $J = 1, 2, \dots, M + 1$ );
- $K$  —— 任一阶段末状态循环变量 ( $K = 1, 2, \dots, M + 1$ );

$DT$  —— 计算时段, 即阶段长;

$Q(I)$  ——  $I$  阶段决策变量, 即发电流量 ( $I = 1, 2, \dots, N$ )。

$\bar{Q}(I)$  ——  $I$  阶段的平均入库流量 ( $I = 1, 2, \dots, N$ )。

$V_N$  —— 死水位相应库容, 即死库容。

$V_M$  —— 正常蓄水位相应库容。

$NN$  —— 保证出力。

$NM$  —— 装机容量。

$QN$  —— 水轮机组最小过水能力。

$QM$  —— 水轮机组最大过水能力。

$A$  —— 出力系数。

$N(I)$  ——  $I$  阶段决策  $Q(I)$  的出力 ( $I = 1, 2, \dots, N$ )。

$F(I, J)$  ——  $I$  阶段初状态在  $J$ , 采取  $Q(I)$  决策由  $I$  阶段初到  $N$  阶段末的最大出力 ( $I = 1, 2, \dots, N, J = 1, 2, \dots, M + 1$ )。

$H - V$ : 库容曲线对应数组。

$H - Q$ : 下游水位流量关系对应数组。

源程序的框图如图 11.12, 其中  $H - V$  和  $Z - Q$  曲线的内插子程序未画出框图。

计算由第  $N$  时段开始, 逐时段逆推至第 1 时段止。最后打印出最优决策变量序列  $Q(I)$  ( $I = 1, 2, \dots, N$ ) 和最优轨迹即最优调度线。同时得到所求的目标函数值  $F$ , 即  $f_1^*(V_N)$ , 如图 11.10 中的粗线所示。

采用格点方法求解, 当格点较疏时, 往往得出的最优调度线实际上可能不是最优的。但当格点取得很密时, 需占有较大的计算机内存且计算时间冗长。实用中, 往往采用增量动态规划法求解。

所谓增量动态规划法是用迭代程序求解递推方程的一种方法。现将其求解过程简单介绍如下。先选择一个满足诸约束条件的可行策略 (或称试验轨迹), 并在这个轨迹的一定领域内求解递推方程, 得出比原策略更优的新的可行策略, 并以此作为下一步迭代的新可行策略。重复上述步骤, 直至策略不再增优或满足某一收敛准则为止。具体计算时, 可在初始策略的附近取增减一个增量  $\Delta$ , 而形成一个“走廊”, 再对“廊道”内的各阶段按上述的动态规划方法求解,

找出“廊道”内的相对最优策略,然后检验该策略是否能继续增优。如尚可增优,则以此策略为初始策略,按同样步长  $\Delta$  构成新的“走廊”,重复上述步骤寻求相对最优策略。如检验证明对于  $\Delta$  步长已不能增优,则可缩小增量步长为  $\Delta_1$ ,按同样步骤,直至收敛为止,即得最优调度线,如图 11.11 中粗线所示。该法的收敛速度取决于初始轨迹。

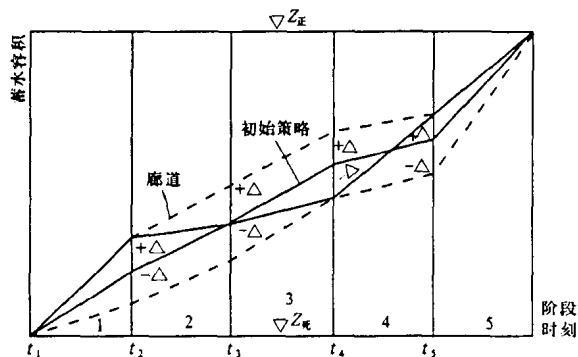


图 11.11 增量动态规划法示意图

## 小 结

水利系统的优化规划技术是近代系统分析方法在水资源领域的直接应用,其主要内容一般包括四个方面:系统数学模型的构造,最优化目标和准则的拟定,以及径流描述方式和模型的各种求解方法的探讨。

径流形式描述方法常用有三种形式:①确定型,包括用实测的或生成的径流系列或某些典型过程;②概率型,年或各月的径流以相互独立的频率分布曲线的形式来描述;③随机序列模型,一般考虑各时径流间的自相关和各站间的互相关。

根据所建模型的数学类型,对水利系统而言,目前最常用的是线性规划和动态规划。前者常用来研究资源分配问题;后者用于研究和解决多阶段连续决策过程的最优策略问题。

根据水库的入流过程,遵照优化调度准则,运用最优化方法,寻求比较理想的水库调度方案,使发电、防洪、灌溉、供水等各部门在整个分析期内的总效益最大。

在多阶段决策过程中,各个阶段所决定的决策构成一个决策序列,通常称它为一个策略。由于各阶段可供选择的决策往往不止一个,因而就组合成许多策略供我们选择。因为不同的策略,其效果也不同,多阶段决策过程的优化问题,就是要在提供选择的那些策略中,选出效果最佳的最优策略。

动态规划是解决单一水库优化调度常用的一种方法,以此进行水库优化,常比线性规划或非线性规划更为有效。

## 思 考 题

1. 什么叫系统,什么是系统分析?
2. 水库调度数学模型的内容有哪几项?
3. 径流描述的方法有几类,如何进行概率型描述?
4. 线性规划的数学模型是何种形式? 有几种解法?
5. 动态规划法的实质是什么?
6. 单一水库优化调度的基本内容是什么?

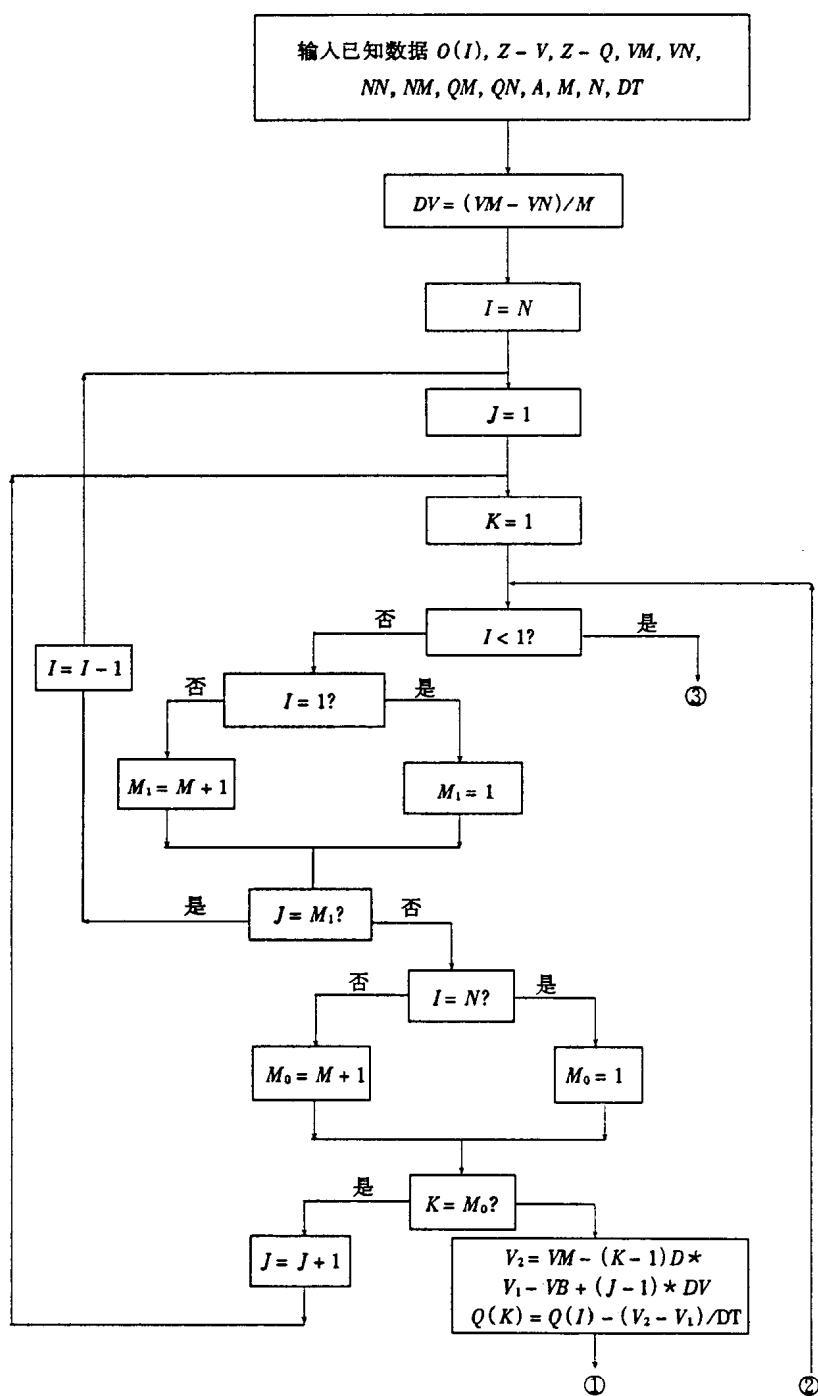


图 11.12 动态规划法求发电最优调度线框图(一)



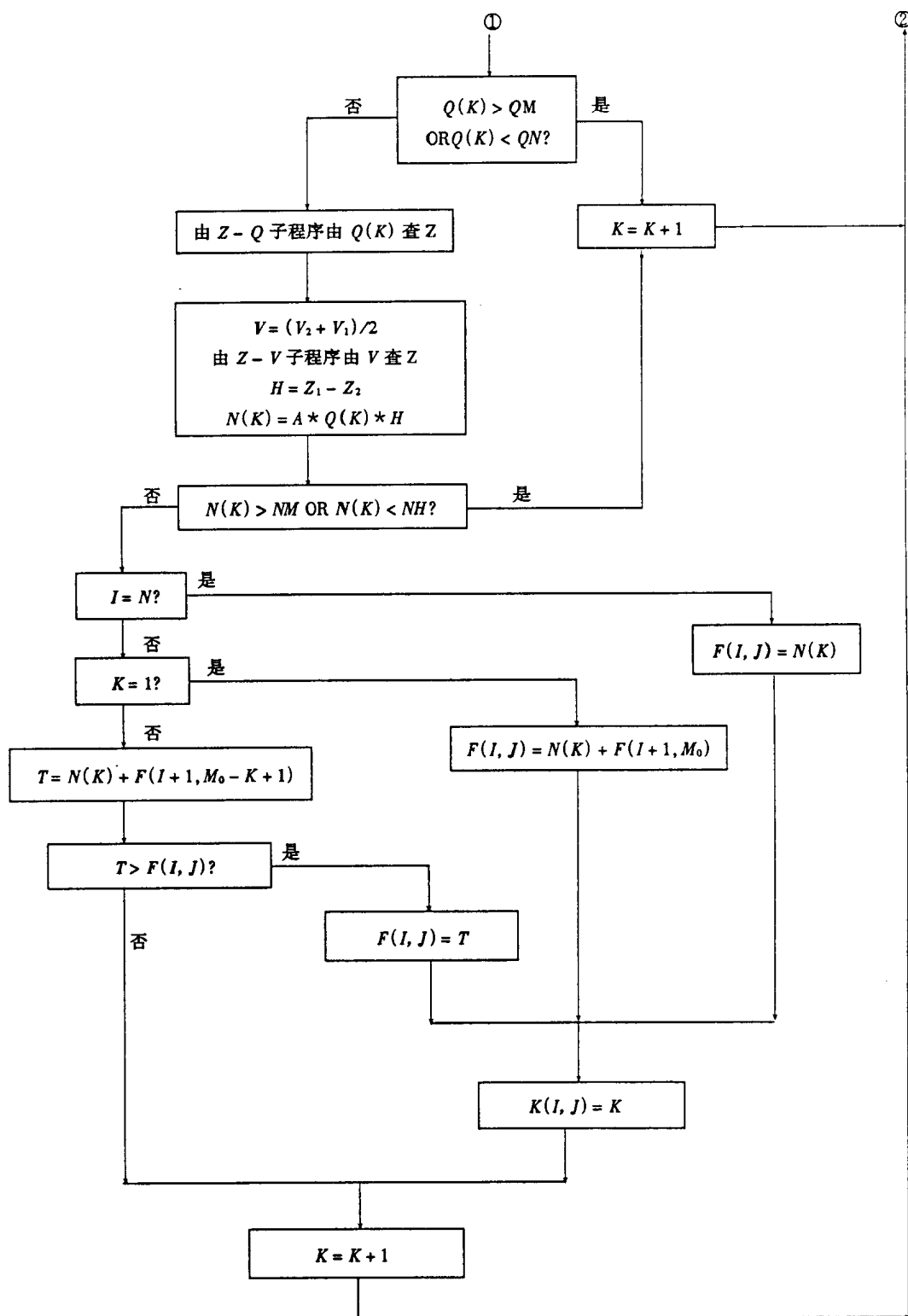


图 11.12 动态规划法求发电最优调度线框图(二)

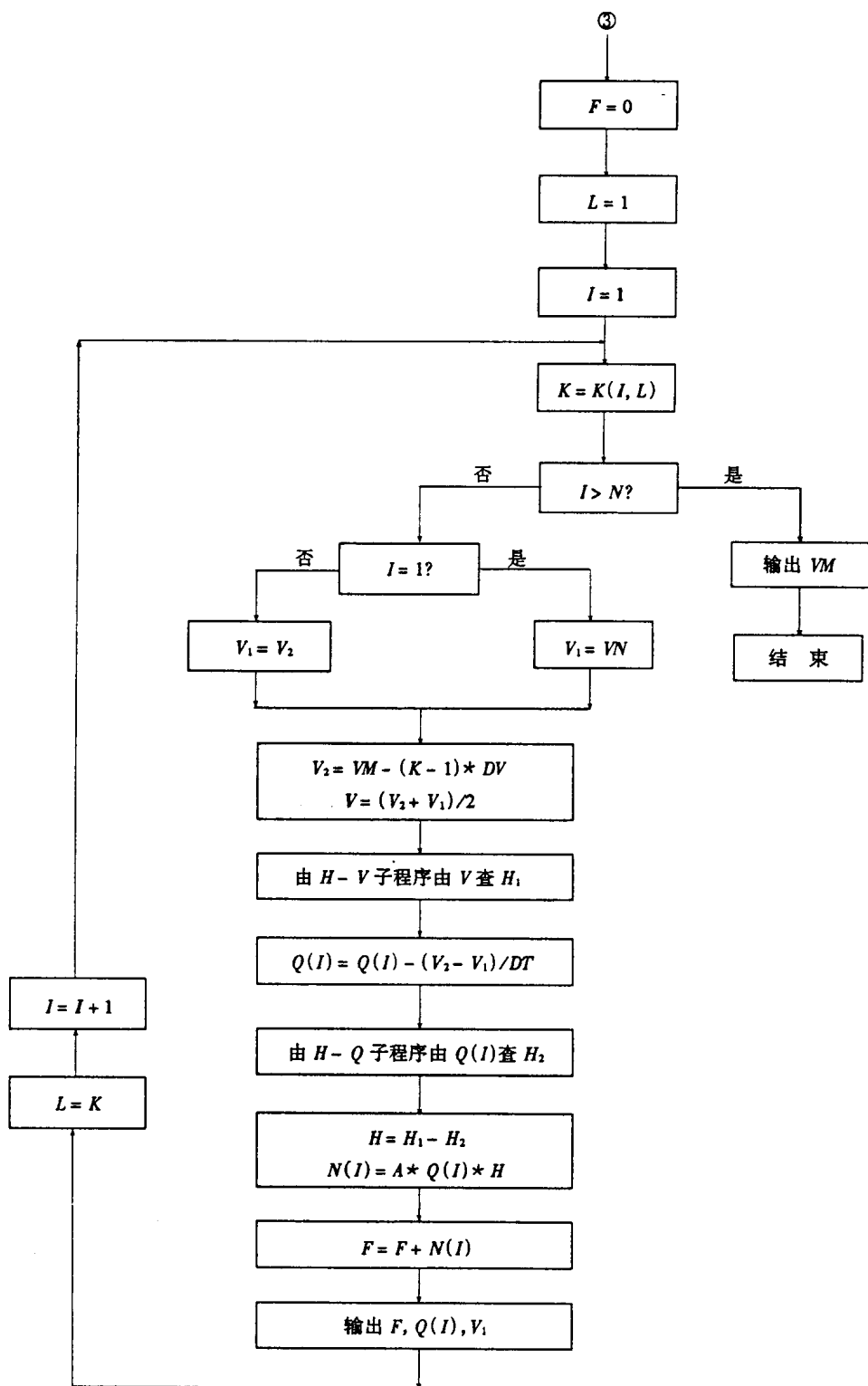


图 11.12 动态规划法求发电最优调度线框图(三)

## 参 考 文 献

- [1] 水利部水资源研究及区划办公室,中国水资源初步评价,1981年。
- [2] 天津师范大学等,水文学与水资源概论,武汉:华中师范大学出版社,1986。
- [3] UNESCO, World Water Balance and Water Resources of the Earth, UNESCO, Stud. Pep. Hydrol. 25, 1978。
- [4] 中国科学院,技术经济手册(水利卷),北京:科技出版社,1990。
- [5] 中国科学院,中国自然地理——地表水,北京:科学出版社,1981。
- [6] 全国水资源协调小组编,水资源与节约用水宣传提纲,北京水利水电技术,1986.3。
- [7] 康权,农田水利学,北京:水利电力出版社,1993。
- [8] 水利水电部水资源司,中国的水能资源蕴藏量与可开发量,北京:水力发电,1981.12。
- [9] 钟淳昌等编,简明给水设计手册,北京:中国建筑工业出版社,1989。
- [10] G·M·马斯特斯,环境科学技术导论,北京:科学出版社,1982。
- [11] 陈家琦、张恭肃,小流域暴雨洪水计算,北京:水利电力出版社,1985。
- [12] 艾彦方,投资效果计算与评价,北京:技术经济研究,1980.12。
- [13] 水利水电部,水利水电工程水力动能设计规范(SDJ11-77),北京:水利电力出版社,1978。
- [14] 水利电力部,水利水电枢纽工程等级划分及设计标准,北京:水利电力出版社,1995。
- [15] 水利电力部,水利水电工程设计洪水计算规范(SDJ22-89),北京:水利电力出版社,1989。
- [16] Camillo P. J., Gurney R. J. A Resistance Parameter for Bare Soil Evaporation Model. Soil Sci., 1986, 141(2): 95~105.
- [17] Boast C. W., Robertson T. M. A "Micro lysimeter" Method for Determine Evaporation from Bare Soil, Soil Sci. Soc. Am. J.
- [18] 吴持恭,水力学,北京:高等教育出版社,1979。
- [19] 华东水利学院水文系,水利计算及规划,北京:中国工业出版社,1962。
- [20] 长江流域规划办公室,河流综合利用水文水利计算,北京:水利电力出版社,1959。
- [21] Daryl B. Simons, Sediment Transport Technology, Water Resources Pub. Colorado 80522 U. S. A., 1977。
- [22] 钱宁,泥沙运动力学,北京:科学出版社,1986。
- [23] V. S Army Corps of Engineers, Sedimentation Investigation in Revers and Reservoirs, U. S. A Engineer Manual EM. Washington D. C. 1987.
- [24] 武鹏林等,工程水文理论与计算,北京:地震出版社,1998。
- [25] 长江流域规划办公室水文处,水利工程实用水文水利计算,北京:水利电力出版社,1980。
- [26] 潭培伦、覃爱基,用数理统计法计算灌溉变动用水的多年调节,水利学报,1963.3。
- [27] 张永平,在  $C_s \neq 2C$  情况下应用  $\pi \cdot \Phi$  普列什柯夫线解图进行多年调节的计算方法,水利学报,1982.7。
- [28] 张永平,经流调节计算方法,北京:水利电力出版社,1985。
- [29] 周之豪等,水利水能规划,北京:水利电力出版社,1997。
- [30] 袁作新,水利计算,北京:水利电力出版社,1987。
- [31] 武汉水利电力学院,水力学教研组,水力计算手册,北京:水利电力出版社,1983。
- [32] 水利电力部,水利水电工程设计洪水计算规范(SDJ22-89),北京:水利电力出版社,1989。
- [33] 水利电力部水利水电规划设计院,水工设计手册(第二卷),北京:水利电力出版社,1982。
- [34] 水利电力部水文局,水文资料整编方法,北京:水利电力出版社,1978。
- [35] 中华人民共和国国家标准堤防工程设计规范(GB50286-98),北京:中国计划出版社。

- [36] 戴荣尧、王群,溃坝最大流量的研究,水利学报,1983.2。
- [37] 王宗源、周之豪,资金的时间因素与基本折算公式,水利经济,1984.1。
- [38] 施熙灿,水利工程经济,北京:水利电力出版社,1985。
- [39] 吴恒安,实用水利经济学,北京:水利电力出版社 1988。
- [40] 大连工学院,大伙房水库管理局,水库控制运用,北京:水利电力出版社,1978。
- [41] 袁作新、白宪台,灌溉水库兴利调度图的编制方法,北京:武汉水利电力学院学报,1978.3~4。
- [42] 李钰心、孙美斋,水电站水库调度,北京:水利电力出版社,1984。
- [43] 邢华,岳城水库分期防洪运用的初步探讨,北京:水利工程管理技术,1999.1。
- [44] 武鹏林、晋华,汛期洪水循时程变化规律研究与应用,太原理工大学学报,1999.1。
- [45] 丹江口水利枢纽管理局,丹江口水库在“93.10”特大洪水中的调度运用,水利工程管理技术,1983.4。
- [46] 水利电力部,水文情报预报规范(SD138-85),北京:水利电力出版社,1985。
- [47] 陈绳甲、丽凤山,随机系统水文学,武汉:华中理工大学出版社,1988。
- [48] 席少霖、赵凤治,最优化计算方法,上海科技出版社,1983。
- [49] 丁晶、邓育仁,随机水文学,成都科技大学出版社,1988。
- [50] 张福德、陈玉莲,规划论及其程序设计,吉林大学出版社,1985。
- [51] 张超,水资源系统动态规划,北京:水利电力出版社,1986。